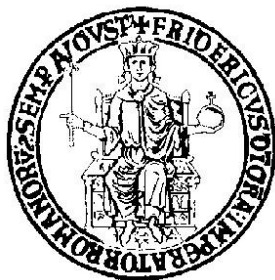


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



Facoltà di Ingegneria

Dottorato di ricerca in Ingegneria dei Sistemi Idraulici, di Trasporto e Territoriali

XXIV ciclo

Indirizzo "INGEGNERIA IDRAULICA ED AMBIENTALE"

Candidato

Federico Dell'Orfano

Tesi di Dottorato

**Modello fisico-matematico per la rappresentazione
del deterioramento delle condotte in un acquedotto**

Coordinatore di dottorato:

Prof. Arch. Elvira Petroncelli

Coordinatore di indirizzo:

Prof. Ing. Giacomo Rasulo

Relatori:

Prof. Ing. Guelfo Pulci Doria

Ing. Vincenzo Esposito

Controrelatore:

Prof. Ing. Paola Gualtieri

<<Quando comincia a soffiare il vento del cambiamento, qualcuno costruisce muri per ripararsi e altri costruiscono pale eoliche>>.

Ringraziamenti

Ogni percorso, cammino, presenta un inizio e un termine.

Questo Documento racchiude tutti i momenti, gli istanti di questo intervallo lungo, ricco, culturale.

Un percorso concentrato di sapere, di crescita, di passione, di vita accademica ed aziendale.

La passione spinge la crescita, che a sua volta, alimenta il sapere, ma è, infine, la saggezza che governa ed orienta i venti della cultura.

Il Professore Ing. Guelfo Pulci Doria è per me quel vento, quel soffio illuminato che limita le zone d'ombra e ripristina l'equilibrio.

La mia gratitudine è immensa, vera, sincera.

Lo ringrazio per la continua disponibilità, per la dedizione, per l'esperienza, per la fiducia, per le meditazioni, per tutti i momenti di condivisione scientifica.

Ringrazio, altresì, la Professoressa Ing. Paola Gualtieri per la Sua vicinanza, i Suoi consigli, le osservazioni rilevanti e i sottili suggerimenti.

L'arricchimento umano, tecnico, professionale e culturale ha seguito in questi quattro anni una curva esponenziale. Il mio pensiero corre a entrambi che hanno condiviso con me il loro bagaglio di conoscenze e di esperienze.

La vita accademica, è stata accompagnata ed impreziosita, anche, da una parallela esperienza aziendale presso la Società Alto Calore Servizi.

I due periodi di tirocinio-stage, la stesura della Tesi di Laurea e l'attività di ricerca per questa Tesi di Dottorato sono stati occasione di ampliamento professionale, tecnico e più largamente formativo.

Ringrazio il Vice Direttore Generale ing. Vincenzo Esposito per avermi indirizzato, seguito, coinvolto sempre in ogni attività tecnica ed amministrativa, di progettazione, verifica, riflessione.

Un tale percorso è stato possibile grazie anche ai continui, puntuali sostegni della mia famiglia.

Ringrazio i miei genitori, le mie sorelle, i miei nonni.

Ringrazio, mio padre, per la passione per le materie scientifiche che mi ha trasferito, per la vivacità, per la trasversalità delle conoscenze, per i valori trasmessi e sedimentati.

*Federico Dell'Orfano
Napoli, marzo 2013*

Organizzazione e Struttura del Documento

Questa breve nota intende fornire informazioni relative alla struttura e all'organizzazione del presente Documento di Tesi di Dottorato.

La stessa, altresì, è ausilio di lettura e del testo della Tesi a più livelli di approfondimento.

La struttura del Documento è relativa all'architettura e all'impalcatura dei vari capitoli, paragrafi, appendici. In essi, in ordine logico e scientifico, si presentano le varie fasi della ricerca.

L'organizzazione, invece, mira a sottolineare stili, posizioni, scelte di carattere editoriale omogeneamente ed uniformemente presenti in tutti i capitoli, più in generale in tutto il corpo del testo.

In due succinti paragrafi dedicati, si descrivono le precedenti peculiarità del Documento.

La Struttura

La Tesi si compone di dieci capitoli e una sola appendice. I vari capitoli si compongono di paragrafi e sottoparagrafi. Si riportano di seguito le caratteristiche informative di ciascun capitolo:

1. Capitolo 1. Questo capitolo introduce alla problematica generale dell'efficienza dei sistemi, descrivendo le caratteristiche pregnanti dell'argomento. Nel capitolo sono riportati in dettaglio gli **Obiettivi della Ricerca**.
2. Capitolo 2. Il capitolo inquadra il problema di interesse: il deterioramento dei sistemi idrici. Ripercorre e dettaglia l'oggetto della ricerca attraverso uno specifico esame della *review internazionale* relativa all'argomento.
3. Capitolo 3. Nel capitolo viene riportata una riflessione ad ampio respiro sul concetto di Modello. Successivamente si presenta gradualmente la formulazione del Modello Proposto.
4. Capitolo 4. Il capitolo dettaglia le caratteristiche pregnanti e peculiari del DataBase utilizzato per la taratura e applicazione del Modello Proposto.
5. Capitolo 5. Il capitolo dapprima riporta un'ampia riflessione sul concetto di plausibilità/credibilità e successivamente descrive le caratteristiche dei Pesi (Weight) utilizzati nella costruzione del Model-Base.
6. Capitolo 6. I procedimenti di analisi ed elaborazione del DataBase vengono, per punti distinti, illustrati e dettagliati.
7. Capitolo 7. Il capitolo presenta i risultati dei Modelli Singolarmente Variati. Gli stessi sono accompagnati da descrizioni teoriche di supporto e riflessioni e commenti di approfondimento.
8. Capitolo 8. Nel capitolo viene esplicitato il Modello Proposto e dettagliato nelle due forme di: *Il Modello completo* e *il Modello per l'Utilizzatore*.
9. Capitolo 9. Si presentano due applicazioni del Modello: una Verifica Interna al DataBase e un Test Esterno su dati di un Gestore.

10. Capitolo 10. Il capitolo riporta le Conclusioni della Ricerca, da un lato fissando i punti centrali ed emergenti raggiunti dal Modello, dall'altro evidenziando e programmando analisi future di ulteriore miglioramento.
11. Appendice. L'appendice ripercorre ed approfondisce la problematica di corrosione e deterioramento delle strutture metalliche sepolte con particolare riferimento alle condotte d'acquedotto.

L'Organizzazione

Con il termine *Organizzazione*, si intendono evidenziare le differenze presenti negli stili di testo adoperati nel corpo della Tesi.

Esistono 3 stili: uno stile non corsivo, uno stile corsivo e uno stile in grassetto (corsivo e non corsivo). Lo stile in grassetto mira a fornire una rapida sintesi del capitolo, nonché una visione d'insieme dell'argomento trattato e discusso.

I restanti stili approfondiscono e dettagliano ciò che, invece, è solo brevemente accennato nei paragrafi in grassetto.

Tanto è teso a rendere celere, ma nel contempo efficace, la lettura e la comprensione della Tesi da parte dei Commissari in particolare, dei lettori, studiosi e ricercatori in generale.

Indice

1. L'Efficienza dei Sistemi di Distribuzione Idrica.....	1
1.1.1. Introduzione.....	1
1.1.2. Gli Indicatori di Prestazione.....	1
1.1.3. Definizione e sviluppo degli Indicatori di Prestazione.....	1
1.1.4. Indicatori della qualità del servizio.....	2
1.1.5. Efficacia.....	2
1.1.6. Adeguatezza.....	4
1.1.7. Soddisfazione utenze	4
1.1.8. Indicatori di Compatibilità Ambientale	5
1.1.9. Indicatore di sostenibilità	5
1.1.10. Indicatore di uso razionale	5
1.1.11. Le perdite nei sistemi di trasporto e distribuzione dell'acqua	6
1.1.12. La gestione delle perdite idriche	8
1.1.13. Indicatore delle Perdite Idriche.....	9
1.2. Resilienza e Vulnerabilità, Robustezza delle reti idriche	11
1.2.1. Generalità.....	11
1.2.2. Resilienza	12
1.2.3. Vulnerabilità	13
1.2.4. Robustezza	14
1.2.5. Affidabilità	14
1.2.5.1. Obiettivi dell'affidabilità.....	14
1.2.5.2. Ulteriore Definizione Generale Analitica	19
1.2.5.3. L'affidabilità nei sistemi idrici	19
1.3. Obiettivo della ricerca	21
Bibliografia	24
 2. I Modelli di deterioramento in Letteratura Tecnica	 29
Introduzione Generale.....	29
2.1. PARTE PRIMA: Literature Survey on Water Pipeline Failure	30
2.1.1. Introduzione.....	30
2.1.2. Rotture sulle condotte acquedottistiche	31
2.1.3. Perché e quando si rompono le condotte?.....	32
2.1.4. Bathtub curve	33
2.1.5. Conseguenze delle rotture	34
2.1.6. Perdite idriche	34
2.1.7. Fattori che influenzano le rotture delle condotte	34
2.1.8. Indicatori ambientali	35
2.1.8.1. Condizioni del terreno	36
2.1.8.2. Carico da traffico	36
2.1.8.3. Corrosione esterna	37
2.1.8.4. Condizioni meteorologiche estreme	37

2.1.9. Indicatori strutturali	38
2.1.9.1. L'invecchiamento delle condotte	38
2.1.9.2. Numero di rotture precedenti	38
2.1.10. Indicatori idraulici	39
2.1.10.1. Pressioni di esercizio più elevate.....	39
2.1.10.2. Condizioni transitorie	40
2.1.10.3. Corrosione interna	40
2.1.11. Indicatori operativi	41
2.1.11.1. Materiali e accessori di scarsa qualità	41
2.1.11.2. Stoccaggi e depositi non opportuni e pratiche di trasporto	41
2.1.11.3. Transit fatigue	41
2.1.11.4. Qualità di installazione e di lavorazione	41
2.1.11.5. Attività ad opera di terzi	42
2.1.12. Altri fattori	42
2.1.13. Modalità di rottura delle condotte acquedottistiche	42
2.1.13.1. Rottura circonferenziale	43
2.1.13.2. Rotture longitudinali	43
2.1.13.3. Rottura a spirale	44
2.1.13.4. Rotture da foratura (hole).....	44
2.1.13.5. Spostamento del giunto	45
2.1.13.6. La deformazione ellittica	45
2.1.14. La gestione del ciclo delle rotture	45
2.1.14.1. La gestione proattiva delle rotture	46
2.1.14.2. La gestione dei guasti reattiva	46
2.2. PARTE SECONDA: Quantificazione delle rotture delle condotte	47
2.2.1. Numero di rotture	47
2.2.2. Il tasso di rottura e la probabilità di rottura delle condotte	47
2.2.3. L'applicazione comune del tasso di rottura è la previsione di esso	49
2.2.4. Approcci Modellistici delle Rotture Acquedottistiche	50
2.2.4.1. Modellazione fisica	50
2.2.4.2. Analisi descrittiva	53
2.2.4.3. Modellazione Statistica	53
2.2.4.4. Spatial and statistics modeling tools	64
2.2.4.5. ANNs-based modeling	65
2.2.4.6. Pipe Rehabilitation Planning – Hydroinformatics	65
Bibliografia	65
 3. Il Modello Fisico-Matematico	 71
Premessa.....	71
3.1. PARTE PRIMA	71
3.1.1. Introduzione	71
3.1.2. Tutti i modelli sono sbagliati	71
3.1.3. Modelli: attributi e funzionalità	73

3.1.4. La formulazione di un modello	76
3.1.5. Classificazione dei Modelli	77
3.1.6. La previsionalità	81
3.1.7. Numerosità e Dimensionalità dei dati	85
3.1.8. La prassi modellistica	87
3.2. PARTE SECONDA	88
3.2.1. Il Modello Fisico-Matematico proposto	88
3.2.1.1. Situazione pratica: Il DataBase di partenza	90
3.2.1.2. Tipologia proposta per il Modello Matematico	92
3.2.1.3. Risposte matematiche	94
3.2.1.4. Comprensione pratica	95
Bibliografia	96
 4. Il DataBase	 97
4.1. Sintesi delle sue caratteristiche	97
4.2. La costruzione del DataBase	98
4.3. PARTE PRIMA	99
4.3.1. Premessa	99
4.4. PARTE SECONDA	101
4.4.1. Il DataBase	101
4.4.2. La logica di acquisizione dei dati - Introduzione	102
4.5. PARTE TERZA	104
4.5.1. I modelli previsionali di rottura individuati	104
4.5.2. La logica di acquisizione dei dati	106
4.5.3. Ipotesi teoriche di base	109
4.6. PARTE QUARTA	110
4.6.1. Natura e caratteristiche delle variabili presenti nel DataBase	110
4.6.2. Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di variabili	112
4.6.3. Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di reti	113
4.6.4. Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di acquedotti	114
4.6.5. Aggregazione delle pubblicazioni per analisi spazio-temporali	114
4.6.6. Organizzazione finale del DataBase	117
Bibliografia	117
 5. L'attribuzione dei pesi e la logica del <<credibile>>.....	 127
Premessa.....	127
5.1. PARTE PRIMA	127
5.1.1. Introduzione	127
5.1.2. Cenni storici sulla nozione di plausibilità: la tradizione greca	130
5.1.3. Incertezza dei metodi e incertezza delle premesse	135
5.1.4. Incertezza e allocazione della credenza globale	136
5.2. PARTE SECONDA	137
5.2.1. La credibilità e il Modello fisico	137

5.2.2. Perché e come pesare il tasso di rottura?.....	137
5.2.3. L'attribuzione di pesi incogniti e i problemi di stima	142
5.2.4. Calcolo e stima del peso a scala di rete: formulazioni finali complessive	143
5.2.5. Calcolo e stima del peso a scala di condotta	150
5.2.6. Il riallineamento sociale dei pesi	167
5.2.6.1. Premesse generali sul problema	167
5.2.6.2. Le diverse tipologie socio-economiche dei paesi nel mondo	168
5.2.6.3. Le modalità del riallineamento dei pesi	170
5.2.7. Il peso tecnico	174
Bibliografia	176
 6. Il procedimento di Analisi dei Dati	180
6.1. Introduzione	180
6.2. L'estrazione dal DataBase di Letteratura Tecnica	180
6.2.1. Problematiche di letteratura sulla utilizzabilità di metodi parametrici e non parametrici e applicazione al caso in esame	181
6.2.2. Le tecniche parametriche e non parametriche	187
6.3. Ordinamento ed accorpamento dei tassi di rottura per valori distinti della variabile predittiva indipendente	190
6.4. Pre-trattamento in tecnica di media mobile delle serie ottenute in seguito alla fase di accorpamento	192
6.4.1. Approfondimenti sulla tecnica di media mobile pesata	194
6.5. Individuazione delle strutture matematiche da indagare in fase di interpolazione.....	195
6.6. Elaborazione statistica con tecnica di regressione lineare ponderata mediante l'ausilio del software SPSS.....	196
6.6.1. Differenze fra la tecnica di correlazione e la tecnica di regressione e ragioni di scelta della regressione	196
6.6.2. La tecnica adoperata di regressione lineare nei logaritmi, semplice e ponderata	199
6.6.2.1. Metodi di selezione della variabile di regressione lineare	203
6.7. Scelta della curva migliore che minimizza l'errore di predizione del modello in base a giustificazioni di carattere fisico, matematico ed ingegneristico.....	204
 7. I Modelli Singolarmente Variati	206
Premessa.....	206
7.1. Il modello zero	206
7.2. Tasso di Rottura - Diametro	207
7.2.1. Stato dell'arte della problematica	207
7.2.2. Calcolo della funzione di correzione: suddivisione dei diametri tra acquedotto interno e acquedotto esterno	212

7.2.3. Calcolo della funzione di correzione: calcolo effettivo delle due funzioni di correzione per acquedotto interno e acquedotto esterno.....	216
7.3. Il tasso di rottura in funzione dell'età e del materiale della condotta	219
7.3.1. Stato dell'arte della problematica	219
7.3.2. Il Campione Tasso di Rottura/Età. Calcolo della funzione di correzione	223
7.4. Tasso di rottura – Materiale	229
7.4.1. Stato dell'arte della problematica e Premessa	229
7.4.2. Calcolo della funzione di correzione	230
7.5. Tasso di rottura - Pressione media di esercizio	232
7.5.1. Stato dell'arte della problematica	232
7.5.2. Calcolo della funzione di correzione	233
7.6. Tasso di rottura –Tipologia Terreno	235
7.6.1. Stato dell'arte della problematica	235
7.6.2. Calcolo della funzione di correzione	235
7.7. Tasso di rottura - DIPRA	237
7.7.1. Stato dell'arte della problematica	237
7.7.2. Calcolo della funzione di correzione	239
7.8. Tasso di rottura – Altezza di pioggia	240
7.8.1. Stato dell'arte della problematica	240
7.8.2. Calcolo della funzione di correzione	241
7.9. Tasso di rottura – Temperatura dell'aria	242
7.9.1. Stato dell'arte della problematica	242
7.9.2. Calcolo della funzione di correzione	243
7.10. Tasso di rottura - Indice di congelamento (2).....	244
7.10.1. Stato dell'arte della problematica	244
7.10.2. Calcolo della funzione di correzione	244
7.11. Tasso di rottura -Traffico	246
7.11.1. Stato dell'arte della problematica	246
7.11.2. Calcolo della funzione di correzione	247
7.12. Tasso di rottura - Rainfall deficit	248
7.12.1. Stato dell'arte della problematica	248
7.12.2. Calcolo della funzione di correzione	250
7.13. Tasso di rottura- Indice di congelamento (1).....	251
7.13.1. Stato dell'arte della problematica	251
7.13.2. Calcolo della funzione di correzione	252
7.14. Le caratteristiche dell'acqua fluente	253
7.14.1. Tasso di rottura – Indice di Aggressività dell'Acqua	259
7.14.1.1. Stato dell'arte della problematica	259
7.14.1.2. Calcolo della funzione di correzione	260
7.14.2. Tasso di rottura – Contenuto in solfati dell'acqua	261
7.14.2.1. Stato dell'arte della problematica	261
7.14.2.2. Calcolo della funzione di correzione	261
7.14.3. Tasso di rottura – Durezza dell'Acqua	262

7.14.3.1. Stato dell'arte della problematica	262
7.14.3.2. Calcolo della funzione di correzione	263
7.14.4. Tasso di Rottura - Alcalinità	264
7.14.4.1. Stato dell'arte della problematica	264
7.14.4.2. Calcolo della funzione di correzione	265
7.15. Tasso di Rottura - Profondità di posa	266
7.15.1. Stato dell'arte della problematica	266
7.15.2. Calcolo della funzione di correzione	266
7.16. Tasso di Rottura - Letto di posa	268
7.16.1. Stato dell'arte della problematica	268
7.16.2. Calcolo della funzione di correzione	268
Bibliografia	269
8. Il Modello Finale	273
Premessa.....	273
8.1 Introduzione	273
8.2 L'Esplicitazione del Modello Completo	276
8.2 L'Esplicitazione del Modello per l'Utilizzatore	278
9. Verifiche e Applicazioni	281
9.1 Premessa	281
9.2 Verifica della ipotesi di "trattamento sociale dei pesi"	282
9.3 La Verifica Interna	284
9.4 Il Test Esterno	286
9.4.1. L'Ente Gestore	286
9.4.2. L'Applicazione numerica	287
Bibliografia	291
10. Conclusioni	292
10.1 Premessa	292
10.2 I Risultati	292
10.3 Ulteriori considerazioni	293
10.4 Sviluppi futuri	294
Prospettive	295
Appendice.....	296
Appendice – PARTE PRIMA	296
A.1. Introduzione	296
A.2. Stato Attuale della Normativa Tecnica	298
A.2.1. La Normativa Nazionale	298
A.2.2. Le disposizioni di legge	299
A.2.3. La normativa a livello nazionale	300

A.2.4. Le Raccomandazioni APCE	305
A.3. La normativa a livello internazionale	305
A.4. L'impatto economico della corrosione	308
Appendice – PARTE SECONDA	310
A.5. Premessa	310
A.6. La natura delle corrosioni	310
A.7. Classificazione delle corrosioni	312
A.8. Il comportamento metallo–terreno	313
A.9. Corrosione in ambiente umido	314
A.9.1. Morfologia della corrosione	314
A.10. Corrosione per effetto di corrente elettrica vagante	317
A.10.1. Le correnti vaganti	317
A.10.2. Corrosione da corrente impressa	320
A.11. Protezione dei metalli interrati - Protezione Catodica	322
A.11.1. La protezione passiva	322
A.11.2. Cemento su ferro	327
A.11.3. Difesa attiva - Protezione Catodica.....	328
A.11.4. La corrente interna	330
A.11.5. Provvedimenti	331
A.11.6. Efficienza e resistenza di isolamento di un rivestimento	331
A.11.7. I giunti isolanti	332
A.11.7.1. Generalità sui giunti isolanti	332
A.11.7.2. Problemi dei giunti	334
A.11.8. Metodi preliminari per proteggersi dalla corrosione	335
A.11.8.1. Indagini elettriche	335
A.11.8.2. Misura della resistività elettrica dei terreni	335
A.11.8.3. Comportamento delle correnti disperse	337
A.11.8.4. Prova di protezione catodica	338
A.11.8.5. Interferenza elettrica fra strutture metalliche	339
A.11.9. Progettazione degli impianti di protezione catodica	340
A.11.9.1. La soglia di immunità di una struttura	340
A.11.9.2. Protezione catodica con alimentatore	341
A.11.9.3. Apparecchiature di alimentazione a potenziale o corrente impressa...	341
A.11.9.4. I dispersori	344
A.11.9.5. Dimensionamento degli impianti con alimentatore	347
A.11.9.6. Protezione catodica con anodi galvanici	349
A.11.9.7. Controllo e manutenzione degli impianti di protezione catodica	351
A.11.9.8. Impianti con alimentatore	351
A.11.9.9. Impianti con anodi galvanici	352
A.12. Il fenomeno della corrosione sotto l'aspetto elettrico	352
Bibliografia	354

1. L'Efficienza dei Sistemi di Distribuzione Idrica

1.1.1. Introduzione

In questa introduzione viene fornito uno sguardo generale a numerose problematiche relative alla gestione dei sistemi meccanici in generale e degli acquedotti più in particolare.

Il vero e proprio scopo di questa Tesi di Dottorato è fornito nell'ultimo paragrafo di questo capitolo, riportato in grassetto come questi rigi di esplicazione della struttura dello scritto.

1.1.2. Gli Indicatori di Prestazione

Il nuovo assetto istituzionale e organizzativo dei servizi idrici, introdotto in Italia con la Legge n° 36/94, si basa su una netta distinzione fra i compiti di indirizzo, governo e controllo di competenza dell'Autorità pubblica e i compiti di gestione tecnica ed amministrativa del servizio, ai quali dovrebbe provvedere il Soggetto Gestore.

A questi si affianca inoltre l'utenza ovvero la popolazione servita o interessata al servizio. L'interazione tra i tre soggetti si caratterizza per alcune difficoltà quali l'esistenza di interessi divergenti, una forte asimmetria fra l'Autorità pubblica e la società di gestione per quanto riguarda la disponibilità di informazioni, le competenze tecniche e le capacità finanziarie nonché la sostanziale situazione di monopolio naturale.

Il complesso di tali problemi evidenzia la necessità di: 1) disporre di particolari indicatori di prestazione e di sistemi esperti in grado di valutare il livello di conoscenza dello stato di fatto, i risultati attesi in conseguenza di ogni proposta di Piano, le possibili soluzioni tecniche di potenziamento e/o di riabilitazione dei vari componenti dei sistemi acquedottistici, l'utilità di interconnessioni funzionali fra differenti acquedotti, gli aspetti dimensionali delle opere esistenti e previste in rapporto alle prestazioni richieste; 2) evidenziare eventuali criticità nell'ambito dei diversi componenti della catena tecnologica del servizio, prestando particolare attenzione alla sostenibilità ambientale e all'uso razionale della risorsa.

La complessità di tali obiettivi ha implicato la segmentazione della valutazione a livello di macroelemento funzionale, elaborando appositi questionari per ogni componente di un generico sistema acquedottistico (fonte di approvvigionamento, opera di presa, potabilizzatore, rete di adduzione, serbatoio, rete distribuzione, centro urbano) destinati a guidare l'utente del sistema esperto nell'acquisizione dei dati necessari alla determinazione delle predette valutazioni.

1.1.3. Definizione e sviluppo degli Indicatori di Prestazione

Ai fini della pianificazione dei sistemi acquedottistici gli aspetti proposti come base per la definizione e lo sviluppo degli indicatori di prestazione e per la successiva costruzione del sistema esperto sono i seguenti:

1. la qualità del servizio intesa come il conseguimento di fissati livelli di servizio;
2. la compatibilità ambientale legata alla sostenibilità dello sfruttamento delle fonti di approvvigionamento;
3. le perdite idriche e gli sprechi della risorsa.

Gli aspetti elencati, corredati degli aspetti economici e gestionali, concorrono, attraverso la definizione dei relativi indicatori, alla valutazione globale dell'efficienza del sistema acquedottistico.

Si ritiene utile sottolineare che la normativa italiana (DPCM 47/96) definisce l'efficienza come rapporto fra volumi idrici utilizzati e volumi prelevati limitandosi a interpretare esclusivamente la consistenza delle perdite negli schemi acquedottistici. L'efficienza deve tenere in considerazione, invece, una accezione più ampia in cui si sintetizzano gli aspetti di qualità del servizio, di compatibilità ambientale, di uso razionale della risorsa e di economicità.

1.1.4. Indicatori della qualità del servizio

Nella gestione di sistemi complessi che, come quelli acquedottistici, erogano un servizio ad una moltitudine di utenze, assume notevole rilevanza l'analisi della qualità del servizio stesso.

In generale per qualità del servizio si intende la capacità di soddisfare le aspettative del cliente; a rigore è necessario però distinguere tra qualità del servizio "erogata dal sistema", ossia l'efficacia e l'adequazione con cui esso svolge la sua funzione, e la qualità del servizio che invece viene "percepita dalle utenze", vale a dire la loro soddisfazione.

È importante, allora, individuare una metodologia capace di misurare e valutare l'efficacia e l'adequazione di un sistema acquedottistico, identificando e quantificando i fattori che li determinano in modo distinto dagli elementi che caratterizzano invece la soddisfazione delle utenze e che possono essere non del tutto coincidenti con essi.

1.1.5. Efficacia

Per la determinazione dell'efficacia ci si avvale, come punto di partenza, dei criteri sviluppati nella letteratura (*Hashimoto et al.*, 1982; *Pianese*, 1994a-b; *Bertola e Reitano*, 2004).

I concetti base che rientrano nella definizione e determinazione dell'efficacia sono i seguenti:

- *Affidabilità idraulica*: riguarda la capacità di fornire le portate richieste con il carico piezometrico necessario in condizioni di normale funzionamento;
- *Affidabilità meccanica*: riguarda la capacità di funzionamento dei singoli componenti del sistema; consiste nell'idoneità del sistema stesso ad assicurare continuativamente il servizio senza la necessità di frequenti riparazioni o sostituzioni;
- *Affidabilità igienico-sanitaria*: riguarda la capacità di preservare le caratteristiche di potabilità dell'acqua;
- *Vulnerabilità*: nella letteratura (*Hashimoto et al.*, 1982; *Bertola e Reitano*, 2004) è definita come "la misura della gravità delle conseguenze di una fallanza";
- *Resilienza*: nella letteratura (ancora *Hashimoto et al.*, 1982; *Bertola e Reitano*, 2004) è definita come "la capacità di superare prontamente le condizioni insoddisfacenti".

In realtà nella letteratura citata, fatta salva la chiarezza con cui sono presentate le definizioni di affidabilità idraulica, meccanica e igienico sanitaria, non appaiono ben delineate le definizioni di vulnerabilità e resilienza.

Quindi si è cercato di articolare meglio, dal punto di vista concettuale, le definizioni stesse di vulnerabilità e resilienza e nel contempo successivamente verranno dedicati dei paragrafi di approfondimento delle singole grandezze.

Dunque la vulnerabilità deve misurare la gravità delle conseguenze di una fallanza. Occorre però anche precisare fin d'ora che per gravità delle conseguenze di una fallanza si intende l'entità della riduzione delle pressioni, delle portate e della qualità dell'acqua erogata durante un evento di crisi, fino al momentaneo disservizio di una alimentazione.

La resilienza misura invece la capacità, da parte del sistema, di superare prontamente le condizioni insoddisfacenti.

Tale capacità dipende dalle particolari dotazioni del sistema stesso e può essere messa in gioco o automaticamente o non automaticamente, a seconda dei casi e della tipologia delle dotazioni medesime. A tale proposito, le apparecchiature di monitoraggio e di telecontrollo sono strumenti che aiutano il gestore ad individuare rapidamente le condizioni insoddisfacenti, talvolta addirittura prima del loro insorgere, consentendo al gestore di intervenire tempestivamente o comunque più rapidamente che in loro assenza.

Indubbiamente lo stesso comportamento del gestore a seguito del manifestarsi di un problema, e più in particolare la velocità con cui egli (grazie agli operatori e ai mezzi a sua disposizione) riesce a ripristinare le condizioni soddisfacenti, pure contribuisce al superamento rapido di un evento di crisi, ma a rigore quest'ultimo aspetto deve essere scorporato dal concetto di resilienza e valutato nell'ambito degli aspetti economico-gestionali.

Un ulteriore attributo tenuto in considerazione è la robustezza del sistema, che in base alla definizione di letteratura (*Hashimoto et al.*, 1982) misura in generale la deviazione tra le dotazioni del sistema e le dotazioni che esso avrebbe se fosse realizzato al minimo costo compatibile con il soddisfacimento dei requisiti tecnici minimi. Perciò, secondo tale definizione, un sistema robusto può essere poco vulnerabile se limita le conseguenze di una fallanza, ma può essere anche resiliente se la sua robustezza gli permette di riconfigurarsi velocemente dopo un evento di crisi.

L'attributo della robustezza viene cioè ad essere applicabile sia alla vulnerabilità che alla resilienza, a seconda delle circostanze.

Cionondimeno, il termine 'robustezza' introdotto da (*Hashimoto et al.*, 1982) è foriero di notevoli ambiguità di significato; infatti se ai fini della definizione di affidabilità meccanica è in realtà da intendersi la 'robustezza' quale 'resistenza meccanica e fisico-chimica alle sollecitazioni esterne', d'altro canto per quanto concerne la vulnerabilità e la resilienza ciò che invece conta è la 'robustezza' intesa come 'ridondanza'.

La classificazione dei vari indicatori di prestazione relativamente a 'vulnerabilità' e 'resilienza' è stata impostata interpretando appunto la 'robustezza' come 'ridondanza' e non come 'resistenza meccanica e fisico-chimica alle sollecitazioni esterne'.

Ritornando alla definizione di affidabilità, sia le valutazioni relative all'aspetto strettamente 'meccanico', sia quelle relative all'aspetto 'idraulico', come pure quelle di tipo strettamente 'igienico-sanitario', non sembrano di per sé del tutto sufficienti a valutare l'affidabilità di un sistema acquedottistico.

È sembrato allora opportuno aggregare i tre suddetti aspetti così da definire un nuovo criterio aggiuntivo da denominare affidabilità globale e che si riferisca più in generale al 'tempo in cui il sistema funziona in condizioni soddisfacenti' (*Bertola e Reitano*, 2004).

Sebbene gli aspetti sopra citati siano i più comunemente usati nell'individuare l'efficacia di un sistema acquedottistico, si è scelto di dare visibilità anche ad un ulteriore aspetto, forse non del tutto inerente alla qualità del servizio ma che non può essere tralasciato se si desidera avere un quadro conoscitivo completo del sistema di volta in volta studiato.

Si tratta dell'affidabilità ambientale, intesa come adeguato inserimento delle componenti del sistema acquedottistico nell'ambiente circostante.

Accanto ai suddetti indicatori adimensionali, di tipologia più classica, si possono introdurre degli indicatori di più diretta percezione “fisica”, basati sul concetto di popolazione. Tra questi la popolazione nominale, ottenuta tramite la seguente formula:

$$P_{NOM} = \frac{Q_{NOM}}{D_{VIRTUOSA}} \quad (1.1)$$

dove Q_{NOM} è la portata nominale di ogni componente e $D_{VIRTUOSA}$ è la dotazione virtuosa (indicata nel Piano di Tutela della Regione).

La popolazione così ottenuta è una popolazione fittizia che può essere assunta come criterio di omogeneizzazione delle componenti di un sistema.

É possibile, infatti, che le componenti di un medesimo sistema acquedottistico siano costruite in epoche diverse, il che potrebbe comportare popolazioni di progetto e criteri di progettazione differenti. La popolazione efficace viene introdotta al fine di descrivere la popolazione equivalente efficacemente servita da ogni singolo componente, attraverso la seguente espressione:

$$P_{EFF} = P_{NOM} \cdot E \quad (1.2)$$

dove P_{NOM} è la popolazione nominale ed E è il corrispondente indicatore che rappresenta l’efficacia del componente considerato. La popolazione efficace complessiva dei settori del sistema acquedottistico viene poi valutata attraverso specifici algoritmi, che combinano le popolazioni efficaci di ogni componente con lo schema topologico del sistema stesso.

1.1.6. Adeguatezza

Adeguatezza significa erogazione di acqua in quantità e qualità soddisfacente con pressione adeguata e soprattutto in modo rispondente ai bisogni dell’utenza; la quantità dovrebbe cioè essere sufficiente a soddisfare la richiesta in ogni condizione di esercizio e la qualità dovrebbe corrispondere ai requisiti della normativa e ai gusti dei consumatori; inoltre l’utenza dovrebbe percepire come soddisfacente il livello del servizio erogato.

(Paoletti *et al.*, 2007) definisce l’adeguatezza legandola alla potenzialità del sistema rispetto al “carico” a cui è sottoposto. L’indicatore di adeguatezza nasce dalla valutazione sinergica dell’efficacia e degli aspetti dimensionali delle opere esistenti e previste in rapporto alle prestazioni richieste:

$$A = \frac{P_{EFF}}{P_{ALL}} \quad (1.3)$$

dove P_{EFF} è la popolazione efficace e P_{ALL} è la popolazione allacciata. Il componente non è adeguato nel caso in cui il valore tenda a 0, viceversa nel caso sia pari a 1.

L’adeguatezza può avere valori anche superiori all’unità.

1.1.7. Soddisfazione utenze

La qualità percepita viene individuata mediante l’indicatore di soddisfazione delle utenze definito dagli elementi conoscitivi del componente centro urbano tra cui la copertura del servizio, l’esistenza di

lamentele dovute a problemi di natura tecnica, l'esistenza di restrizione all'uso dell'acqua e l'eventuale turnazione dell'erogazione.

L'indicatore della qualità del servizio è quindi calcolato considerando l'adeguatezza e la soddisfazione delle utenze e viene valutato sia per l'intero sistema, sia per ogni singolo centro urbano usufruente del sistema acquedottistico.

1.1.8. Indicatori di Compatibilità Ambientale

L'ottimizzazione dello sfruttamento di una risorsa limitata, quale l'acqua, è di fondamentale importanza per non incorrere nel depauperamento delle risorse idriche in conseguenza di eccessivi prelievi. L'attenzione da parte dei singoli ATO, nel pianificare gli interventi volti al potenziamento e/o alla riabilitazione dei vari componenti acquedottistici, si concentra su molteplici aspetti del problema ma trascurava o sottovalutava proprio quello ambientale verosimilmente a causa della sua sola apparente minore rilevanza nel breve periodo.

Occorre quindi invertire tale tendenza inserendo l'ambiente e le sue risorse, specificatamente l'acqua, come elemento di valutazione e vincolo fondamentale.

1.1.9. Indicatore di sostenibilità

Il primo indicatore esamina la sostenibilità allo sfruttamento, definito dalla seguente formula (Paoletti *et al.*):

$$SOST = \frac{Q_{SOST}}{Q_{PREL}} \quad (1.4)$$

dove Q_{SOST} è la portata sostenibile ottenuta dalla valutazione ambientale della fonte moltiplicata per la portata massima prelevabile dalla fonte e Q_{PREL} è la portata effettivamente prelevata.

La valutazione ambientale della fonte di approvvigionamento è stimata analizzando molteplici fattori, a carattere sia puntuale sia territoriale, che concorrono a definire lo stato ambientale della risorsa; tra questi l'esistenza della concessione al prelievo dalla fonte, se l'utilizzo della fonte è in accordo con quanto prescritto nel Piano di Tutela, la sensibilità, la rinnovabilità e la qualità della fonte, ecc. Tali aspetti sono di solito trascurati dagli indicatori di prestazione esistenti nella letteratura nazionale ed internazionale.

In generale, quando l'indicatore tende a 0 indica sostenibilità minima, cioè un impatto massimo sull'ambiente, mentre quando è pari o superiore a 1 indica che lo sfruttamento della fonte è sostenibile dall'ambiente.

1.1.10. Indicatore di uso razionale

Il secondo indicatore proposto è l'uso razionale della risorsa, definito dalla seguente formula (Paoletti *et al.*, 2007):

$$UR = \frac{D_{VIRTUOSA}}{D_{REALEFA}} \quad (1.5)$$

dove D_{VIRTUOSA} è la dotazione definita dal Piano di Tutela della Regione e D_{REALEFA} è la dotazione reale alla fonte. L'indicatore è compreso tra 0 (spreco massimo) e 1 (uso razionale). Si sottolinea che nel caso di indicatore superiore a 1 la portata prelevata è minore di quella necessaria.

L'indicatore così definito tiene conto dello spreco derivante da un utilizzo non razionale della risorsa da parte delle utenze a causa di pratiche comportamentali errate e per l'impiego di apparecchi e dispositivi non idonei a ridurre il consumo, ma anche lo spreco causato dalle perdite idriche che avvengono nel trasporto dell'acqua dalla fonte ai punti di erogazione.

1.1.11. Le perdite nei sistemi di trasporto e distribuzione dell'acqua

Un acquedotto nel suo complesso è un organismo che richiede una continua ed accurata manutenzione ed una acconcia organizzazione di esercizio.

Ritenere, come spesso si fa che un acquedotto, una volta costruito, e sia pure a servizio di un piccolo Comune, possa essere abbandonato a se stesso, è errore gravissimo, che ha portato ad un più o meno totale dissesto di una parte notevole degli acquedotti costruiti nel nostro paese.

La manutenzione di un acquedotto esige prima di tutto sorveglianza delle perdite.

Non esiste acquedotto nel quale non vi siano perdite ed esse sono sempre di una certa importanza, anche negli acquedotti meglio mantenuti. [Ippolito a cura di *De Martino*, 2000]

Per accertare le perdite occorre poter misurare accuratamente l'acqua alle sorgenti, all'arrivo del serbatoio, in partenza dal serbatoio e paragonare queste portate fra loro e con quella desunta dalla lettura dei contatori di distribuzione. (*Rogers e Schiatti*, 2003; *Mazzola, Fantozzi et al.*, 2005; *Paolitti, Robustelli*, 2007; *Fantozzi*, 2007; *Fantozzi, Lambert*, 2004).

È dunque un bilancio idrico tra dati in ingresso (volumi di acqua in uscita dai serbatoi di testata) e dati in uscita dal sistema (volumi di acqua erogati dalle utenze)(A10),(*Artina et al.*, 2005; *Marinelli, Resenterra*, 2007) che occorre fare continuamente e che rappresenta il polso da cui si riconosce lo stato dell'acquedotto stesso.

Le differenze di lettura agli estremi della condotta esterna danno le perdite di questa condotta, che devono essere in genere lievissime, non più di qualche unità per cento. Se tali perdite aumentano occorre percorrere l'acquedotto e scoprire il punto dove le perdite avvengono, ciò che spesso è rivelato dall'umidità del terreno.

Molto più importanti e difficili da determinare sono le perdite della rete di distribuzione.

In genere vanno nel computo delle perdite anche quelle quantità di acqua che non sono fuoriuscite da giunti della condotta non bene sistemati, ma che sono regolarmente fluite senza essere state misurate (*Liserra et al.*, 2007).

Fra esse sono da considerare le portate domestiche che sono al di sotto del limite di sensibilità dei contatori, nonché le acque utilizzate per usi pubblici (acque di innaffiamento attraverso gli idranti stradali, acque di lavaggio delle fogne, etc.) delle quali si può tenere in conto solo in modo approssimativo, nonché al limite gli utilizzi abusivi, che ovviamente non dovrebbero avere luogo, ma che spesso sono presenti.

Il problema delle perdite nelle reti di distribuzione è andato sempre più aggravandosi nel nostro paese per la mancanza di adeguati sistemi di manutenzione e controllo in grado di segnalare prima, misurare poi, ed intervenire quindi, sulle deficienze delle condotte.

Una possibile soluzione di tale problema può consistere nella messa in essere di adeguati sistemi di telemisura e telecontrollo che possono fornire attendibili informazioni in merito, consentendo pronti interventi in grado almeno di limitare gli inconvenienti che possono verificarsi. (*Leoni et al.*, 2007; *Gerbino et al.*, 2007).

Il problema della ricerca e della riduzione delle perdite degli acquedotti ha assunto nel tempo importanza sempre maggiore in quanto, di fronte ad una continua espansione dei consumi, la disponibilità idrica si è sempre più spesso dimostrata insufficiente.

Occorre innanzi tutto distinguere le perdite dagli sprechi, dovuti ad un uso non corretto dell'acqua; le perdite a loro volta si distinguono in: perdite reali o fisiche e perdite amministrative, costituite dai volumi idrici consumati e non contabilizzati.

Le perdite amministrative rivestono un'importanza di carattere economico, per cui agli enti gestori del servizio risulta indispensabile combatterle.

Peraltro, di tali perdite possono essere ridotte o eliminate solo le aliquote dovute ai volumi idrici utilizzati illegalmente, mediante prese ed allacci abusivi, manomissione dei contatori, etc, ai volumi contabilizzati per difetto per il cattivo funzionamento dei contatori e a quelli sprecati per una non corretta gestione dell'acquedotto (sfiori dai serbatoi, aperture errate degli organi di scarico); non è invece possibile eliminare l'aliquota delle perdite amministrative dovuta ai volumi utilizzati per i servizi pubblici, quando tali servizi sono gestiti dallo stesso ente gestore dell'acquedotto (*Fadda*, 2007).

Da un punto di vista esclusivamente economico non conviene spingere la ricerca della riduzione delle perdite reali al di sotto di un dato limite, almeno nel caso che la disponibilità idrica sia sufficiente a soddisfare la richiesta, anche in presenza delle perdite.

Infatti in questa situazione il costo diretto delle perdite è costituito dai costi di produzione, cioè dalla somma dei costi di pompaggio e di quelli di trattamento e perciò si può ritenere che esso aumenti all'incirca linearmente con le perdite stesse (*Artina, Lenzi et al.*, 2007), (*Artina, Bragalli et al.*, 2007).

Invece, il costo dell'individuazione e degli interventi per la riduzione delle perdite, che dipende da molti fattori, risulta rapidamente crescente al diminuire dell'entità delle perdite stesse, con un andamento che in genere viene ipotizzato di tipo iperbolico.

La funzione somma presenta un valore minimo per un dato valore del livello delle perdite che è ovviamente quello fino al quale risulta economicamente conveniente intervenire.

Nella pratica risulta però estremamente difficile individuare tale valore, per le incertezze legate all'indeterminazione della curva dei costi di riduzione delle perdite, in quanto tali costi dipendono da vari fattori, quali le condizioni strutturali o fisiche delle condotte, le condizioni esterne o del terreno, le variabili interne o idrauliche, la manutenzione (*Bertola*, 2003).

D'altra parte, ben difficilmente il problema può essere affrontato nei termini esclusivamente economici sopra descritti, prescindendo dal fatto che l'acqua rappresenta di per sé un bene di enorme valore: basti pensare che, secondo l'ipotesi fatta in precedenza di costo delle perdite pari al costo di produzione, nel caso di acquedotti funzionanti a gravità senza la presenza di trattamenti di rilievo, il costo delle perdite d'acqua sarebbe nullo, per cui non risulterebbe conveniente intervenire qualsiasi sia l'entità delle perdite stesse. Quindi, per pervenire ad una corretta soluzione del problema, anche sotto l'aspetto esclusivamente economico, va comunque assegnato un valore all'acqua che si perde, indipendentemente dalla disponibilità idrica; d'altra parte, attualmente si trovano difficilmente acquedotti che riescano a soddisfare integralmente i fabbisogni in presenza di perdite cospicue, per cui queste assumono un valore economico pari al costo della mancata fatturazione (*Rasulo, Del Giudice*, 2007). Da quanto esposto risulta chiara la complessità del problema della determinazione del valore limite del livello di perdita al di sotto del quale non esiste convenienza tecnico-economica ad intervenire (*Brunone et al.*, 2009).

L'aliquota maggiore delle perdite si verifica nelle reti di distribuzione per vari motivi: presenza di un numero elevato di pezzi speciali e di apparecchiature di regolazione, controllo e misura; presenza spesso molto diffusa di collegamenti tra tubazioni di diverso materiale; le maggiori sollecitazioni dei tubi per effetto delle azioni esterne dovute al traffico; e maggiori difficoltà ed i costi più elevati degli

interventi, per cui a volte vengono mantenuti in esercizio tratti della rete che sarebbe opportuno riparare o sostituire.

1.1.12. La gestione delle perdite idriche

Una strategia di gestione dell'acqua non fatturata (non revenue water NRW) è in primis l'acquisizione di una maggiore conoscenza possibile delle componenti del NRW e delle cause che le hanno generate.

Quindi possono essere applicate tecniche e procedure, da personalizzare a seconda delle specifiche caratteristiche delle reti e dei singoli fattori locali, che consentano di affrontare secondo la giusta priorità ogni singola componente del NRW. L'approccio diagnostico sviluppato dall'IWA, seguito dall'individuazione ed applicazione delle migliori tecnologie, è applicabile con successo ad ogni acquedotto, come dimostrano le esperienze maturate in numerosi acquedotti del mondo.

L'acqua non fatturata (somma di perdite reali, perdite apparenti dovute ad imprecisioni degli strumenti di misura, sottrazioni non autorizzate e usi autorizzati ma non fatturati) e le perdite esistono in ogni rete di distribuzione ma è la loro entità ad essere diversa.

Analogamente per ogni acquedotto sono diverse le modalità con cui l'acqua viene dispersa e varia il peso delle differenti componenti dell'acqua non contabilizzata.

Stabilire le priorità di intervento in base alle reali problematiche presenti nell'acquedotto in esame e definire quindi le procedure operative potrà essere possibile valutando e stimando il grado di invecchiamento del sistema stesso (*Mascellani et al.*, 2005; *Ermini, Ingedudld*, 2005).

L'invecchiamento del sistema idrico comporta un naturale e conseguente aumento delle perdite reali a causa del generarsi di sempre nuove perdite e rotture (*Giustolisi*, 2007; *Resentera et al.*, 2007).

Questa tendenza all'aumento delle perdite reali può essere contrastata e gestita con un uso integrato delle quattro componenti della Gestione delle perdite reali e specificatamente: controllo attivo delle perdite; la gestione della pressione; la rapidità e qualità delle riparazioni; la gestione di tubazioni e asset. (*Guercio et al.*, 2003; *Pezzinga*, 2003; *Brand*, 2005; *Bertola, Nicolini*, 2005; *Wu, Sage*, 2007; *Garzon et al.*, 2007; *Bertola*, 2009; *Cascetta et al.*, 2005; *Calza, Fantozzi*, 2007; *Ducci et al.*, 2007; *Veltri, Fiorini Morosini*, 2007; *Di Nardo et al.*, 2007; *Giugni et al.*, 2007; *Bovolin et al.*, 2007; *Di Natale*, 2009).

Il controllo attivo delle perdite avviene monitorando le perdite con tecniche di distrettualizzazione, e con il controllo della rete con tecniche acustiche.

Una migliore comprensione dell'andamento della pressione in rete consente di programmare una riduzione selettiva della pressione nelle ore notturne, riducendo il volume delle perdite di fondo, riducendo le sollecitazioni sulle infrastrutture idriche ed estendendo di fatto la vita utile della rete.

In tale ottica, il concetto FAVAD (Fixed and Variable Area Discharges) che significa "Efflusso da Area fissa e variabile", viene utilizzato per spiegare e predire le relazioni tra pressione e portata per diversi tipi di perdita e di consumo.

L'analisi della relazione tra le perdite e la pressione si è sviluppata negli ultimi anni fino a riconoscere l'esistenza di componenti di perdita reale che sono in relazione alla pressione in maniera diversa in funzione della loro tipologia e del materiale costituente la rete.

I metodi di gestione della pressione sono tra i più efficaci per il controllo delle perdite, come dimostrano ormai numerosi studi e pubblicazioni in merito tra cui (*Thornton et al.*, 2002).

In particolare, la gestione della pressione si abbina al meglio con il controllo per distretti o con zone di rete alimentate distintamente.

Per quanto riguarda la rapidità e qualità delle riparazioni, un elemento importante per il controllo delle perdite reali è la velocità con cui le perdite vengono riparate (*Laucelli et al.*, 2007). Infatti la vita

di una perdita è uno dei principali parametri che determinano l'entità dell'acqua persa; risulta quindi importante intervenire rapidamente con la riparazione al manifestarsi di una perdita o non appena è stata localizzata con le specifiche tecniche di ricerca e controllo applicate per ridurre il più possibile il volume disperso.

Il volume disperso da una perdita è il prodotto della portata per il tempo che intercorre tra la nascita e la riparazione della perdita. Questo tempo è costituito da tre componenti: tempo di conoscenza (il tempo che intercorre tra la nascita e la consapevolezza della presenza della perdita); tempo di localizzazione (il tempo necessario per localizzare la posizione della perdita); tempo di riparazione (il tempo necessario per riparare la perdita). In ogni caso una delle priorità di una buona strategia di gestione delle perdite è quella di ridurre il tempo necessario per riparare la perdita una volta che la stessa è stata localizzata.

Infine, in relazione a gestione di tubazioni e asset, un elemento importante per il controllo e la riduzione delle perdite è la definizione di un programma di manutenzione e riabilitazione della rete idrica che preveda interventi mirati basati su una precisa conoscenza degli asset, del loro valore e del loro grado d'efficienza operativa a partire dalla possibilità di conoscere il grado di invecchiamento e quindi l'affidabilità meccanica ed idraulica del sistema di interesse (*Viparelli, Mangone, 2003; Salandin & Darvini, 2007; De Martino et al., 2003*). È importante che il Gestore possa disporre di una effettiva conoscenza delle condizioni operative delle infrastrutture per fare proiezioni sugli investimenti necessari per l'esercizio, la manutenzione, il rinnovamento e l'ottimizzazione delle infrastrutture idriche in modo da soddisfare la domanda dei clienti, rispettare gli standard imposti dal regolatore dei servizi e mantenere il livello desiderato di controllo delle perdite. Per ogni sistema di distribuzione c'è un livello di perdita al di sotto del quale non è vantaggioso andare in quanto il costo degli investimenti o delle risorse necessarie risulterebbe superiore ai benefici ottenibili (vedi quanto già espresso al riguardo). Questo valore limite, funzione del costo marginale dell'acqua, viene chiamato Livello Economico di Perdita o ELL (Economic Level of Leakage). Ogni gestore dovrebbe quindi, in base ai suoi costi ed alla propria situazione specifica, definire il Livello Economico di Perdita del proprio acquedotto e stabilire un programma di intervento e di manutenzione che consenta di raggiungere in tempi definiti una gestione efficiente ed economica sulla base della disponibilità di una significativa banca dati (*Andreou et al., 1987; Lei, Saegrov, 1998; O'Day, 1982; Quimpo, Shamsi, 1991; Shamir, Howard, 1973; Su et al., 1988*).

1.1.13. Indicatore delle Perdite Idriche

Nell'ambito della valutazione delle perdite idriche che incidono sullo spreco della risorsa come anzidetto, ma nel contempo pure sulla qualità del servizio è interessante specificare un indice utile nel calcolo dell'efficacia di ogni singolo componente del sistema.

Giova qui ricordare, anche se chiarito nei paragrafi precedenti, che le perdite idriche hanno notevole rilevanza anche negli aspetti di carattere economico-gestionali.

Inoltre, data l'importanza dell'argomento trattato, si è scelto di assumere un indicatore complesso che definisca le perdite idriche dell'intero sistema scorporandole dai concetti finora sviluppati relativamente ad ogni singolo componente.

Per l'analisi delle perdite occorre individuare univocamente, ovvero standardizzare, i diversi termini in ingresso e in uscita dal sistema, nonché i flussi interni al sistema particolarmente significativi. Al riguardo è da evidenziarsi che la normativa nazionale (D.M. 8 gennaio 1997 n.99) propone una schematizzazione di riferimento, la quale non è tuttavia sovrapponibile con la standardizzazione generalmente utilizzata nella letteratura internazionale.

È da osservare che il grado di dettaglio relativo all'individuazione delle diverse voci di flusso idrico in entrata e in uscita dal sistema è sicuramente troppo elevato, per di più con diverse ambiguità nella terminologia adottata. Inoltre, lo schema del D.M. poc' anzi citato non prende in alcun modo in considerazione gli allacciamenti alle utenze; tale carenza risulta critica in quanto proprio sugli allacciamenti alle utenze avvengono il maggior numero di rotture e una frazione anche molto significativa delle perdite.

In aggiunta si sottolinea che il decreto non fornisce valori di riferimento da perseguire. Quindi per il calcolo delle perdite idriche e del corrispondente indicatore, si è ritenuto più opportuno seguire il metodo proposto dall'IWA.

Si sottolinea ulteriormente che la comune definizione di “perdita”, espressa dalla differenza tra i volumi immessi in rete e i volumi misurati all'utenza, e cioè tra le sole quantità effettivamente misurabili, comprenda in realtà molte altre componenti che non sono affatto perdite reali (anche qui ci si rifà a concetti già precedentemente espressi).

Qui si riprendono due indici proposti in (*Paoletti et al.*):

L'indicatore IPI_r (perdita reale infrastrutturale del sistema) è dato dalla seguente formula:

$$IPI_r = \frac{V_{pr}}{V_{prf}} \quad (1.6)$$

dove V_{pr} è il volume perdite reali e V_{prf} è il volume perdite reali fisiologiche (*Paoletti et al.*).

Il volume delle perdite reali fisiologiche è il livello minimale di perdite tecnicamente raggiungibile con il ricorso delle migliori tecnologie e metodologie di realizzazione delle condotte e di ricerca e intervento sulle perdite ragionevolmente applicabili (ovvero con oneri finanziari non spropositati).

La formula è la seguente:

$$V_{prf} = (18 \cdot L_m + 0,8 \cdot N_c + 25 \cdot L_p) \cdot P \quad (1.7)$$

dove L_m è la lunghezza complessiva della rete di distribuzione in km, N_c il numero degli allacciamenti, L_p la lunghezza complessiva allacciamenti, P è la pressione media d'esercizio, se questa non supera i 50 m, mentre deve essere incrementata del 20% per ogni 10 m in più rispetto a 50 m.

Il valore di IPI_r ottimale è evidentemente pari a 1; tuttavia il valore unitario dell' IPI_r non deve essere necessariamente individuato quale obiettivo di riferimento da raggiungere, potendosi ritenere indicatori di una buona gestione delle reti valori fino a 2~3; comunque valori superiori a 5 indicano, secondo gli Autori che hanno proposto e testato la metodologia, situazioni di scarsa efficienza.

Oltre al predetto indicatore si può considerare anche un ulteriore e nuovo indicatore (*Paoletti et. al*) espresso come segue:

$$IPI_c = \frac{V_{pc}}{V_{prf}} \quad (1.8)$$

dove V_{pc} rappresenta la differenza tra il volume in ingresso e il volume misurato.

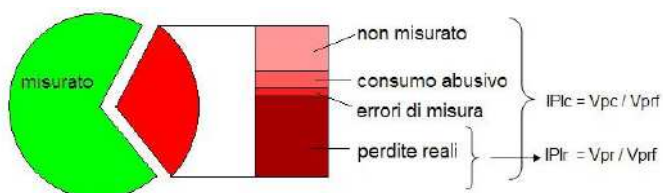


Figura 1 Diagramma a torta delle perdite idriche

In questo modo è possibile confrontare i due indicatori complessi e valutare quanto le perdite complessive che tengono conto anche dei consumi non misurati, degli errori di misura e del consumo non autorizzato si discostino dalle perdite reali.

A ciò si aggiunge il fatto che il gestore spesso non è in grado di definire i volumi autorizzati non misurati e fatturati, e soprattutto quelli non fatturati e non misurati.

In questo caso è impossibile definire l'indicatore complesso delle perdite reali e l'unico indice definibile è IPI_c .

1.2. Resilienza e Vulnerabilità, Robustezza delle reti idriche

1.2.1. Generalità

Per descrivere le prestazioni di una rete idraulica di distribuzione possono essere adottati vari indicatori di letteratura.

Rispetto ad un livello operativo minimo accettabile, in ogni possibile condizione di funzionamento, il livello operativo può essere soddisfacente ovvero non soddisfacente, e in tal caso si parla genericamente di fallanza. I più semplici ed intuitivi indicatori di performance sono la media e la varianza degli output di interesse dell'infrastruttura: portate erogate, pressioni di esercizio, concentrazioni di specie chimiche, etc..

Questi indicatori statistici non sono tuttavia sufficientemente significativi, in quanto forniscono un'idea molto vaga ed imprecisa della reale entità e della frequenza dei deficit operativi.

È quindi preferibile adottare degli indici che descrivano chiaramente ed esaustivamente il carattere delle fallanze. A tal proposito, resilienza, affidabilità, vulnerabilità e robustezza, sono degli ottimi indici quantitativi della validità delle scelte prese in fase di progettazione di una nuova opera, di gestione o manutenzione e di riabilitazione di una infrastruttura idraulica esistente, in relazione all'incertezza sulle condizioni operative future.

Una decisione apparentemente cautelativa può in effetti condurre ad una infrastruttura o ad una politica di gestione con prestazioni ragionevolmente buone nella maggior parte dei casi, ma che esprime performance insoddisfacenti o gravemente insufficienti in molti casi (vulnerabilità) e con tempi di ripristino dei livelli ordinari di servizio, una volta che il deficit prestazionale sia intervenuto, inaccettabilmente lunghi (scarsa resilienza).

In generale, la capacità di una infrastruttura idraulica esistente o di progetto, di funzionare soddisfacentemente in un grande intervallo di condizioni future è un'importante caratteristica della stessa che, come già detto, non può semplicemente essere indicata dagli statistici delle grandezze di interesse.

Gli indicatori di performance sopra citati sono invece molto più idonei allo scopo, in quanto descrivono la frequenza con cui il sistema andrà incontro a fallanze (affidabilità), la rapidità con la quale ritornerà a livelli di performance adeguati (resilienza), nonché l'entità del deficit operativo (vulnerabilità), e possono convenientemente essere utilizzati per la valutazione e selezione delle alternative progettuali, di dimensionamento o riabilitazione e delle politiche di gestione.

Il concetto di resilienza è un concetto alquanto generale, e può pertanto essere applicato in molti campi della ricerca scientifica, a sistemi più o meno complessi, definendo i livelli minimi accettabili delle caratteristiche prestazionali di interesse: nel 1973 *Holling* lo applicò nello studio delle dinamiche degli ecosistemi (complessi sistemi biologici multi specie) per descriverne la capacità di mantenere inalterata la loro struttura e conservare il proprio stato di salute in condizioni di stress (agenti inquinanti, epidemie, introduzione di specie aliene, etc.), ovvero la capacità di ripristinare l'equilibrio

originario, cioè la consistenza originaria delle popolazioni che li costituiscono, dopo l'intervento di cause perturbatrici esterne.

Successivamente vari autori applicarono criteri analoghi ai sistemi di gestione della risorsa idrica (Hashimoto, 1982).

Occorre poi tenere conto del fatto che, nel momento in cui viene deciso un investimento per un'infrastruttura idraulica, non c'è alcuna certezza che il livello operativo effettivo che essa dovrà garantire, coincida con quello presunto ed assunto come obiettivo in fase di progetto.

L'incertezza sul livello di servizio che un'opera dovrà sostenere a distanza di un certo e considerevole numero di anni dalla sua pianificazione, progettazione e realizzazione, rende complicata la valutazione e la selezione delle diverse alternative progettuali.

Alcuni progetti o politiche operative possono essere sufficientemente flessibili da permetterne l'adeguamento del sistema di distribuzione ad un'ampia gamma di possibili condizioni future di domanda, senza richiedere ulteriori investimenti, o comportando soltanto piccoli costi addizionali.

Tali progetti vengono definiti "robusti", questa definizione di robustezza corrisponde al concetto di flessibilità economica.

L'indice di robustezza è una misura della probabilità che il costo complessivo di un progetto, somma del costo originario e del costo di adeguamento in grado di garantire i livelli prestazionali effettivi, non ecceda di una certa aliquota il costo minimo di un'opera progettata sulla base della reale (incognita) domanda futura.

Alcuni autori hanno utilizzato il termine robustezza per descrivere quelle infrastrutture le cui caratteristiche rimangono essenzialmente inalterate, per adeguarle alle condizioni operative future, rispetto a quelle assunte nel progetto originario.

È opportuno definire, così, la robustezza in termini di sensibilità del costo complessivo dell'opera alle variazioni progressive della domanda piuttosto che in termini di sensibilità dei singoli aspetti del progetto, in quanto una variazione anche significativa di questi per incontrare la domanda non comporta necessariamente significativi investimenti supplementari.

I precedenti indicatori di performance verranno di seguito discussi e definiti anche analiticamente, focalizzando poi l'attenzione sul termine di maggiore interesse in questa attività di Tesi.

1.2.2. Resilienza

L'indice di resilienza indica la rapidità con cui il sistema raggiunge nuovamente un livello operativo soddisfacente, dopo essere incorso in uno stato di fallanza, per una qualunque causa perturbatrice: è ovviamente auspicabile che tale rapidità di ripristino sia la più alta possibile.

Indicando con T_F la durata dell'intervallo di tempo in cui il livello operativo del sistema permane in uno stato di deficit, la resilienza è valutabile come l'inverso del probabile valore di T_F .

Introdotta la variabile binaria ausiliaria Z_T , tale che:

$$\begin{aligned} Z_T &= 1 \quad \text{se} \quad X_t \in S \\ Z_T &= 0 \quad \text{se} \quad X_t \in F \end{aligned} \quad (1.9)$$

si ha che:

$$\left(\frac{1}{n}\right) \cdot \sum_t Z_t \quad (1.10)$$

corrisponde alla frazione di tempo tra $t=1$ e $t=n$ (limite della finestra temporale di osservazione), in cui le performances del sistema sono soddisfacenti, per cui nel lungo periodo si ottiene:

$$\alpha = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{1}{n} \right) \cdot \sum_{t=1}^n Z_t \quad (1.11)$$

Si indichi adesso con W_t il passaggio da uno stato soddisfacente del livello operativo ad uno di deficit, da S a F:

$$\begin{aligned} W_t &= 1 \quad \text{se } X_t \in S \quad \text{e } X_{t+1} \in F \\ W_t &= 0 \quad \text{negli altri casi} \end{aligned} \quad (1.12)$$

Nel lungo termine, il valore medio di W_t eguaglia la probabilità ρ che le prestazioni dell'infrastruttura, soddisfacenti al tempo generico t , divengano insoddisfacenti al tempo $t+1$:

$$\rho = \text{Prob}[X_t \in S, X_{t+1} \in F] = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{1}{n} \right) \cdot \sum_{t=1}^n W_t \quad (1.13)$$

Il tempo medio di permanenza nello stato di fallanza, una volta che il livello operativo sia ricaduto nell'insieme F, da $t=1$ a $t=n$, è dato dal rapporto fra il tempo totalmente trascorso in F ed il numero di volte in cui l'output passa dall'insieme S all'insieme F:

$$\bar{T}_F = \left(\frac{1}{n} \right) \cdot \sum_{t=1}^n (1 - Z_t) \cdot \left[\left(\frac{1}{n} \right) \cdot \sum_{t=1}^n W_t \right]^{-1} \quad (1.14)$$

Per n tendente ad infinito, \bar{T}_F tende al suo valore medio, $(1 - \alpha) / \rho$.

L'inverso del valore di \bar{T}_F è la velocità media di ripristino del livello prestazionale soddisfacente, ovvero l'indice di resilienza:

$$\gamma = \frac{\rho}{1 - \alpha} = \frac{\text{Prob}[X_t \in S, X_{t+1} \in F]}{\text{Prob}[X_t \in F]} \quad (1.15)$$

1.2.3. Vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità è una misura della probabile entità dei deficit prestazionali di una infrastruttura. Raramente i sistemi di distribuzione possono essere resi tanto ridondanti che i deficit siano quasi impossibili, ma anche quando ciò è tecnicamente fattibile non è comunque economicamente conveniente e può essere addirittura controproducente se, nella convinzione che il sistema sia immune da deficit operativi, si trascurano le conseguenze delle pur sempre possibili fallanze.

É quindi sempre opportuno cercare di limitare al massimo le conseguenze delle fallanze, piuttosto che perseguire l'irraggiungibile obiettivo della eliminazione totale del deficit; accade non di rado che gli sforzi di massimizzazione dell'affidabilità di una infrastruttura ne aumentino la vulnerabilità.

Poniamo adesso che la variabile di performance del sistema assuma i valori $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$, ed assegniamo ad ogni stato di deficit, $x_j \in F$, un indice numerico della sua gravità s_j ; indicando con e_j la probabilità che x_j corrispondente ad s_j , sia la peggiore performance del sistema in un periodo di permanenza del livello operativo nell'insieme F, allora una ragionevole misura della vulnerabilità del sistema può essere la massima <<gravità>> prevedibile di un periodo di inefficienza:

$$v = \sum_{j \in F} s_j \cdot e_j \quad (1.16)$$

1.2.4. Robustezza

Siano D una generica configurazione di progetto, q una domanda di servizio futura, e $C(q,D)$ la funzione di costo complessivo del progetto, come sopra definito, comprensivo inoltre dei costi di ammortamento e di manutenzione.

Per ogni condizione futura di domanda q , è individuabile il costo minimo $L(q)$ di una soluzione progettuale in grado di soddisfare tale domanda $L(q) = \min C(q,D)$.

Per ogni condizione di domanda q , il costo-opportunità di un generico progetto D è dato dalla differenza fra il costo totale $C(q,D)$ come sopra definito ed il costo minimo $L(q)$.

Occorre individuare i valori di q per i quali la soluzione progettuale D risulta sufficientemente robusta, ovvero robusto ad un livello β fissato in precedenza:

$$C(q,D) \leq (1+\beta) \cdot L(q) \quad (1.17)$$

$$\frac{C(q,D) - L(q)}{L(q)} = R(q,D) \leq \beta \quad (1.18)$$

Essendo $R(q,D)$ il rapporto o indice del costo-opportunità della configurazione di progetto D , esso può essere più significativo del semplice costo opportunità $C(q,D)-L(q)$.

Ad ogni modo sia $C(q,D)-L(q)$ che $R(q,D)$ forniscono poche indicazioni sulla probabilità che la configurazione di progetto D sia prossima alla soluzione di minimo costo.

È dunque opportuno definire la robustezza di una configurazione di progetto per dato β , R_β , come la probabilità che la relazione (1.18) venga soddisfatta, ovvero:

$$R_\beta = \text{Prob}[C(q,D) \leq (1+\beta) \cdot L(q)] \quad (1.19)$$

Nella scelta fra due o più alternative progettuali, relative ad uno stesso livello di servizio previsto q_T si opterà per quella che è robusta, ad un fissato livello β , per un insieme di condizioni future più ampio delle altre configurazioni.

Il valore della robustezza ad un livello β , coincide in definitiva con la probabilità che la domanda futura reale ricada nell'intervallo dei possibili valori futuri di domanda per i quali risulta $C(q,D) \leq (1+\beta) \cdot L(q)$. La misura di robustezza definita in (1.19) si basa sulla scelta di un valore di β che può essere fatta in funzione dell'errore da cui è affetta la stima del livello operativo che l'infrastruttura dovrà garantire, ovvero in base al costo-opportunità accettato dall'Ente Gestore/Finanziatore.

1.2.5. Affidabilità

1.2.5.1. Obiettivi dell'affidabilità

Una fra le più comuni e generalmente accettate definizioni di affidabilità è la seguente: *<<affidabilità è la probabilità di un sistema o di una parte di esso (componente), di assolvere correttamente alle proprie funzioni per un prefissato periodo di tempo in determinate condizioni operative>> (Billinton e Allan, 1987).*

Tale definizione racchiude implicitamente i quattro aspetti chiave del problema, che sono:

1. probabilità;
2. definizione di corretto comportamento;
3. periodo di tempo in cui il sistema viene ad operare;
4. condizioni in cui il sistema viene ad operare.

La teoria dell'affidabilità è stata dapprima sviluppata per lo studio di strutture meccaniche ed elettroniche complesse, e solo successivamente è stata applicata anche ai sistemi idrici che presentano notevoli analogie con quelli di produzione, trasporto e distribuzione dell'energia.

In ambito acquedottistico l'approccio seguito dal (Martini, 1987) per la definizione di affidabilità strutturale considera due variabili aleatorie:

- λ (*failure rate*) probabilità che si verifichi un guasto su un elemento del sistema nell'unità di tempo (generalmente un anno);
- MTTR (*mean time to repair*) tempo medio occorrente per la riparazione dell'elemento;

Queste due variabili sono riconducibili all'affidabilità del sistema secondo la relazione :

$$A = \frac{\frac{1}{\lambda}}{\frac{1}{\lambda} + \text{MTTR}} \quad (1.20)$$

Con il termine mancato funzionamento o fallanza si intende l'evento nel quale il sistema tecnologico non è in grado di assolvere alle funzioni per cui è stato progettato.

Con il termine affidabilità si indica, quindi, il complemento all'unità della probabilità di fallanza.

L'affidabilità, e di conseguenza la fallanza dipende da un gran numero di eventi, ognuno caratterizzato da una propria probabilità aleatoria: errori di stima dei parametri di progetto, errori umani, invecchiamento ("aging") delle strutture, eventi ambientali non previsti come terremoti e precipitazioni straordinarie.

La determinazione operativa della probabilità di fallanza può essere condotta secondo due approcci diversi.

Il primo si rifà ad un'analisi deduttiva, andando ad analizzare la serie storica di eventi di fallanza di opere simili, intendendo con ciò opere che perseguano il medesimo scopo con le stesse caratteristiche funzionali e che abbiano avuto ad operare in condizioni analoghe.

Per far questo si dovranno raccogliere un gran numero di informazioni su diversi impianti, suddividendoli per categorie in base ad elementi caratteristici ed andando poi ad individuare a quale gruppo è meglio comparabile quella in esame.

A questo punto stimando l'affidabilità degli impianti della categoria con caratteristiche simili, si può andare ad assegnare un valore medio pure all'impianto studiato.

Tuttavia, la richiesta sull'omogeneità della serie dei dati limita fortemente il numero dei casi analizzabili al crescere della complessità dell'opera. Per tale ragione l'analisi deduttiva pare perseguibile solo per sottostrutture (componenti), intendendo con ciò delle parti relativamente semplici, con caratteristiche funzionali ed operative ben definite. In tal caso può essere possibile estrarre dall'analisi di diversi casi una serie sufficientemente estesa di dati, con ragionevoli caratteristiche di omogeneità statistica, relativi ad uno stesso componente.

Un metodo più adeguato ed affidabile può trovarsi in un'analisi predittiva che, a partire dalla conoscenza statistica delle probabilità di fallanza dei singoli componenti, le combini tramite

un'opportuna analisi probabilistica per definire l'affidabilità del sistema complessivo.

In tal senso, la teoria dell'affidabilità è nata ed è stata sviluppata proprio con lo scopo di fornire metodi per valutare se un prodotto o un servizio sarà funzionante per la durata in cui l'utilizzatore lo richiederà. Questi metodi consistono in tecniche per determinare cosa potrebbe non funzionare, come si possa prevenire il guasto e, nel caso in cui il guasto si verifichi, quali siano gli interventi più adatti a ripristinare rapidamente il funzionamento e limitare le conseguenze.

La definizione più vasta e completa è senza orma di dubbio, quella che indica l'affidabilità di un elemento/sistema come la probabilità che l'elemento/sistema:

- eseguirà una specifica funzione;
- sotto specifiche condizioni operative ed ambientali;
- ad un dato istante e/o per un prefissato intervallo di tempo.

L'affidabilità è dunque una probabilità.

Essa non è una grandezza deterministica, che può essere determinata con formule analitiche, quanto una variabile aleatoria, il cui valore può essere previsto solo attraverso considerazioni di tipo probabilistico.

La definizione di affidabilità è molto sensibile a ciò che viene definito sistema.

Infatti può essere considerato sistema ogni prodotto o servizio che viene impiegato da un utilizzatore. Perciò un sistema è un insieme di elementi materiali e/o non materiali che si comportano come un'unità che si propone la realizzazione di alcune funzioni o servizi.

Quindi un sistema può essere sia un insieme assemblato di componenti, che costituisce una parte funzionale di una apparecchiatura, sia una sequenza di operazioni (procedura) per eseguire un servizio; mentre per componente intendiamo un oggetto, anche complesso, la cui affidabilità può essere caratterizzata solo applicando direttamente i dati statistici provenienti dall'esperienza.

La definizione di affidabilità è legata quindi alla specifica funzione che il sistema deve compiere ed alle condizioni operative nelle quali esso si trova; occorre definire quindi l'intento progettuale del sistema e chiedersi:

1. qual è la funzione che il sistema deve effettivamente svolgere?
2. come deve essere adoperato il prodotto/servizio dall'utilizzatore?
3. quali sono i valori limite delle condizioni operative ed ambientali sotto le quali il prodotto/servizio deve funzionare correttamente?
4. in quale istante o intervallo di tempo il prodotto/servizio deve funzionare?
5. in quale modo le strategie e le tecniche di manutenzione influenzano l'operatività del sistema?

Pur non fornendo la certezza che un guasto si verifichi o meno, quindi, la teoria dell'affidabilità, applicata in modo sistematico su un sistema, ci dà risultati molto utili sui quali è possibile basare importanti decisioni sul modo in cui un impianto viene fatto funzionare, per esempio decisioni che riguardano la sicurezza.

In generale si indica con il termine guasto la "cessazione dell'attitudine di un dispositivo (nella fattispecie un elemento del sistema rete) ad adempiere alla funzione richiesta", ovvero una variazione delle prestazioni del dispositivo che lo renda inservibile per l'uso al quale esso era destinato.

In questi termini risulta guasto anche un dispositivo che non esegue correttamente la funzione per la quale è stato progettato.

In questo senso possiamo distinguere:

1. *guasti parziali*: determinano una variazione delle prestazioni del dispositivo tale da non compromettere del tutto il funzionamento (degrado delle prestazioni o perdita di qualità del prodotto);
2. *guasti totali*: causano una variazione delle prestazioni del dispositivo tale da impedirne del tutto il funzionamento;
3. *guasti intermittenti*: dovuti ad una successione casuale di periodi di guasto e di periodi di funzionamento, senza che ci sia alcun intervento di manutenzione (nel prosieguo non ci occuperemo di questa tipologia di guasti, non caratteristici delle reti idriche, bensì di altri settori ingegneristici).

Occorre precisare che la condizione di guasto si riferisce in generale al solo dispositivo preso in esame: se tale dispositivo è inserito in un sistema più complesso, il suo guasto può anche non causare il guasto dell'intero sistema, pur avendo effetti negativi sulla sua affidabilità.

Anche in questo caso possiamo allora distinguere:

- *guasti di primaria importanza*: quelli che riducono la funzionalità dell'intero sistema del quale fanno parte;
- *guasti di secondaria importanza*: quelli che non riducono la funzionalità dell'intero sistema del quale fanno parte.

Ancora più gravi dei guasti di primaria importanza sono quei guasti che rappresentano un rischio per l'incolumità delle persone e che possiamo quindi definire *guasti critici*.

Un'altra classificazione che riguarda i guasti è quella che distingue tre tipologie di guasto in base alla loro distribuzione durante la vita di una famiglia di componenti uguali (e nelle stesse condizioni operative e ambientali):

1. *guasti infantili*: avvengono nel primo periodo di vita dei componenti (periodo di rodaggio) e la probabilità che si verifichino decresce gradualmente; la natura di questi guasti è legata a difetti intrinseci dei componenti che non sono emersi durante i collaudi; in presenza di una buona progettazione sono dovuti essenzialmente ad errori di costruzione e, principalmente, di montaggio; il periodo durante il quale si manifestano i guasti di questo tipo può variare da poche decine ad alcune centinaia di ore di funzionamento;
2. *guasti casuali*: sono quelli che si verificano durante l'intera vita dei componenti e presentano una probabilità di verificarsi che è indipendente dal tempo; sono dovuti a fattori incontrollabili che neanche un buon progetto ed una buona esecuzione possono eliminare;
3. *guasti per usura*: sono quelli che si verificano solo nell'ultimo periodo di vita dei componenti e sono dovuti a fenomeni di invecchiamento e deterioramento; perciò la loro probabilità di accadimento cresce al passare del tempo.

Di essi si discuterà ulteriormente nel corpo di questa Tesi.

Se consideriamo una popolazione di componenti nuovi, tutti uguali, non riparabili e li facciamo funzionare nelle medesime condizioni operative ed ambientali a partire dallo stesso istante $t=0$ è possibile tracciare in funzione dell'età dei componenti l'andamento del tasso di guasto istantaneo degli stessi.

Tale funzione rappresenta la frequenza con la quale si guastano i componenti e si misura in numero di guasti (rapportato al numero di componenti ancora in vita) per ora di funzionamento. Il diagramma assume una caratteristica forma a "vasca da bagno" che consente di visualizzare in modo chiaro la

precedente classificazione in guasti infantili, casuali e per usura.

Il periodo dei guasti infantili corrisponde al tratto iniziale della curva (periodo di rodaggio) al quale corrisponde un tasso di guasto decrescente: la frequenza dei guasti, che è inizialmente elevata perché si guastano tutti quei componenti che risultano più “deboli” a causa di errori di costruzione o di montaggio, tende a decrescere rapidamente e si stabilizza su un valore minimo. Questo valore minimo del tasso di guasto si mantiene pressoché costante per un intervallo di tempo al quale si dà il nome di “vita utile”, caratterizzato da guasti solo di tipo casuale. Il periodo di vita utile dei componenti si può considerare concluso quando cominciano ad intervenire fenomeni di usura, a causa dei quali la frequenza dei guasti tenderà ad aumentare mettendo rapidamente fuori uso tutti i componenti sopravvissuti ai precedenti periodi di esercizio.

Tale andamento evidenzia che durante il periodo di “rodaggio” non sono presenti solo guasti infantili ma anche guasti di tipo casuale i quali si sovrappongono ai precedenti; allo stesso modo nel periodo finale dei guasti per usura a questi si sovrappongono ancora i guasti di tipo casuale.

Ciò premesso, in qualsiasi ambito, ma in particolar modo in ambito industriale, per motivi economici, occorre garantire la continuità di funzionamento degli impianti di produzione; per motivi etici ed economici, occorre garantire la qualità dei prodotti ed il funzionamento in sicurezza sia degli impianti sia dei prodotti. In ambito idraulico è necessario preservare la continuità di funzionamento della rete al fine di non sprecare il fluido trasportato indispensabile per le attività umane.

Per chiarire meglio come l’affidabilità possa aiutare a conseguire tali scopi, è utile analizzare la nascita e l’evoluzione di questa disciplina. Le prime tracce di studi di affidabilità si hanno tra le due guerre mondiali in campo aeronautico: si doveva decidere quale fosse la migliore configurazione per il sistema di propulsione degli aerei a più motori.

Questi studi però inizialmente ebbero carattere prettamente sperimentale così come sperimentali erano anche i dati sulla frequenza di guasto di apparecchiature che si trovavano a bordo degli aerei, espressa in termini di numero medio di sostituzioni della stessa apparecchiatura.

Intorno al 1930 questi dati cominciarono ad essere elaborati statisticamente, fornendo utili indicazioni sui miglioramenti da apportare ai progetti. Tra il 1943 ed il 1950 sia i tedeschi (Von Braun) sia gli americani che operavano in ambito militare, avendo constatato che i malfunzionamenti avevano effetti negativi di notevole entità sia sull’operatività sia sui costi di mantenimento dell’apparato bellico, cercarono di dare una soluzione ingegneristica ai problemi affidabilistici.

I missili tedeschi V₁ e V₂ furono i primi sistemi sui quali venne applicato con successo il concetto di affidabilità di sistema, partendo dall’affidabilità dei singoli componenti (principio dell’“anello debole”). Questi studi sfociarono nel 1952 nella definizione di affidabilità come “la probabilità che un oggetto adempia alla sua specifica funzione per un tempo determinato e sotto determinate condizioni”.

La diffusione della disciplina dall’ambito militare a quello civile si ebbe intorno agli anni ’60 a mano a mano che in tutti i settori i sistemi divenivano sempre più complessi ed automatizzati.

Alla fine degli anni ’80 gli studi affidabilistici entrarono a far parte del TQM (Total Quality Management) ed alcuni metodi di valutazione dell’affidabilità dei sistemi cominciarono ad essere richiesti per ottenere la certificazione di qualità ISO-9000.

Dalle brevi note storiche sull’origine dell’affidabilità si può intuire come il campo di interesse di tale materia si sia via via ampliato, trasformandola da semplice strumento di supporto alla progettazione ed alla produzione dei sistemi/componenti in una disciplina che ha ormai assunto un ruolo centrale nella visione più moderna della progettazione all’interno della quale vengono considerati prioritari ed integrati gli aspetti legati alla sicurezza, alla qualità ed ai costi.

L’analisi di affidabilità risulta, come è ovvio, particolarmente utile in quelle tipologie impiantistiche che utilizzano sostanze pericolose (impianti soggetti a rischi di incidenti rilevanti, che

possono coinvolgere anche aree adiacenti agli stabilimenti produttivi) per valutare la probabilità che il guasto di un componente o di un sistema di sicurezza possa determinare una sequenza incidentale con gravi conseguenze sulla incolumità delle persone. Anche impianti che non sono soggetti a rischi di incidente rilevante un'analisi di affidabilità può avere benefici effetti sulla sicurezza, per esempio per garantire l'incolumità del personale addetto ad operazioni critiche (sostanze pericolose o macchine particolari) o per valutare l'affidabilità delle procedure operative normali e di quelle di emergenza.

Infine, la scelta di un bene o servizio tra diverse soluzioni è dettata in generale dalla valutazione del rapporto tra la sua qualità ed il suo costo. In effetti, se si cerca di definire un prodotto "di qualità" è spontaneo considerare, tra le caratteristiche che il prodotto deve possedere, anche:

- la durata (per quanto tempo si può utilizzare effettivamente il componente?);
- l'affidabilità (con quale frequenza si guasta il prodotto?);
- la manutenibilità (quanto facilmente il prodotto può essere riparato?).

Se la qualità viene, quindi, intesa in termini di adeguatezza del bene allo scopo al quale è destinato, alla sua determinazione contribuiscono principalmente due fattori:

- *conformità*: che tiene conto dell'aderenza delle prestazioni alle specifiche progettuali e/o commerciali;
- *affidabilità*: che tiene conto della capacità del prodotto/servizio di mantenere le sue caratteristiche di funzionamento e di manutenibilità nel tempo.

1.2.5.2. Ulteriore Definizione Generale Analitica

Si indichi il livello operativo dell'infrastruttura al tempo t con la variabile casuale X_t ($t=1..n$); avendo fissato un livello minimo accettabile, i possibili valori di X_t possono suddividersi in due insiemi:

- l'insieme degli output soddisfacenti, S ;
- l'insieme di quelli insoddisfacenti (stati di fallanza) F .

L'indice di affidabilità del sistema si può definire con la frequenza con la quale X_t ricade in S ovvero con la probabilità α che il livello operativo sia soddisfacente:

$$\alpha = \text{Prob}[X_t \in S] \quad (1.21)$$

Una definizione alternativa dell'affidabilità è la probabilità che non ci siano episodi di performance insufficienti in un prefissato periodo di tempo. L'affidabilità, in tal senso, può essere considerata come un concetto opposto al rischio, ovvero alla probabilità di occorrenza dei deficit che è pari a $(1 - \alpha)$.

Entrambi i concetti, però prescindono dalla possibile entità dei deficit prestazionali stessi.

1.2.5.3. L'affidabilità nei sistemi idrici

Riprendendo ora ed applicando ai sistemi idrici un concetto già espresso in generale con la precedente equazione (1.21), si può dire che fra i più importanti fattori aleatori che incidono sulle

prestazioni del sistema vanno considerate le indisponibilità temporanee di uno o più componenti del sistema determinate da fallanze meccaniche (guasti di apparecchiature elettromeccaniche, messe fuori servizio di tubazioni per riparazioni, ecc.).

Molti autori includono nella valutazione dell'affidabilità solo le fallanze relative alle condotte.

Su et al. (1987) hanno inoltre messo in evidenza che l'indisponibilità simultanea di due tubazioni ha una probabilità molto bassa e che, quindi, i risultati in termini di affidabilità variano molto poco considerando l'indisponibilità di un solo componente o l'indisponibilità combinata di più componenti. In molti lavori, quindi, l'evento di fallanza meccanica viene identificato con l'indisponibilità di una sola condotta della rete.

Poiché le condotte sono componenti riparabili, l'analisi probabilistica della fallanza meccanica è svolta da molti autori (*Khomsy et al.*, 1996; *Gargano & Pianese*, 2000; *Tanyomboh et al.*, 2001) sulla base del concetto di disponibilità (availability) che tiene conto sia della probabilità di guasto, sia del tempo necessario per ripararlo. La disponibilità A_i , definita per ogni i -esimo componente come la probabilità che esso sia disponibile al momento del bisogno, è valutabile con la relazione (1.20) applicata ad un elemento i -esimo:

$$A_i = \frac{MTTF_i}{MTTF_i + MTTR_i}$$

nella quale si ricorda che MTTF (Mean Time To Failure) è il tempo medio di fallanza (esattamente eguale all'inverso del parametro λ già introdotto con la (1.20) e MTTR (Mean Time To Repair) è il tempo medio di riparazione.

Il complemento all'unità della disponibilità A_i è la indisponibilità (unavailability) U_i , ovvero la probabilità che il componente non sia disponibile:

$$U_i = 1 - A_i = \frac{MTTR_i}{MTTR_i + MTTF_i} \quad (1.22)$$

Una volta stimate le due grandezze A_i e U_i , è immediato il calcolo delle probabilità associate ai diversi stati di lavoro della rete. La probabilità che nessun tronco della rete sia indisponibile, e che quindi la rete funzioni con tutti i suoi tronchi attivi, è data dalla seguente espressione:

$$p(0) = \prod_{i=1}^{NT} A_i \quad (1.23)$$

La probabilità che il tronco f_i , e solo quello, sia indisponibile è:

$$p(f) = p(0) \frac{U_f}{A_f} \quad (1.24)$$

I valori delle probabilità calcolabili con le precedenti possono essere utilizzati come coefficienti di peso w_k per mediare opportunamente nelle relazioni gli indici prestazionali ricavati per le diverse condizioni di lavoro del sistema.

Un approccio alternativo, seguito da alcuni autori (*Salandin & Bertola*, 1996; *Bertola & Nicolini*, 2004; *Salandin & Darvini*, 2007) consiste invece nel definire, a partire dalla conoscenza delle funzioni di densità di probabilità (PDF) dei tempi di guasto e di riparazione e con l'ausilio di tecniche Monte Carlo, delle storie campione, ovvero delle possibili successioni dei diversi stati di funzionamento regolare e di fallanza meccanica in cui il sistema transita e di simularne in continuo il comportamento idraulico.

Dall'analisi statistica dei risultati ottenuti per un numero adeguato di storie campione viene poi

calcolata l'affidabilità nodale e globale. Entrambi gli approcci richiedono, per la definizione di MTTF e di MTTR o per la parametrizzazione della distribuzione di probabilità della fallanza e dei tempi di riparazione, la stima del tasso di fallanza e del tasso di riparazione.

Il tasso di fallanza λ è di norma assunto costante nel tempo sulla base del noto diagramma a vasca da bagno che evidenzia come, dopo un breve periodo iniziale dove il componente può risentire di alcuni difetti di costruzione non emersi durante il collaudo, il tasso di fallanza si riduce stabilizzandosi su valori che rimangono grosso modo costanti per gran parte della sua vita (durante la quale i guasti hanno una natura essenzialmente aleatoria), fino al periodo di vecchiaia durante il quale il tasso cresce rapidamente per guasti prevalentemente dovuti all'usura.

1.3. Obiettivo della ricerca

In tale ottica, l'obiettivo del presente studio è quello di indagare sulla base di dati derivanti dall'analisi di reti reali a loro volta provenienti esclusivamente dalla letteratura tecnica, uno dei criteri fondamentali richiamato dalla normativa nazionale ed internazionale: l'affidabilità.

Si migliora quindi l'affidabilità di un sistema di distribuzione idrica attraverso la diminuzione del numero di interruzioni (rottture di condotte, malfunzionamento delle apparecchiature idrauliche) e la durata dei periodi nei quali l'acqua distribuita non risponde agli standard di qualità.

Gli elementi fondamentali per quantificare l'efficienza di un sistema dai quali dipende l'affidabilità, sono quindi riferiti a due misure di carattere strutturale rappresentati dalle *interruzioni dell'erogazione* e dalle rottture delle condotte. Oltre alle rottture vere e proprie che sono la causa diretta ed immediata di interruzione del servizio, influenzanti in modo eclatante il grado di soddisfazione dell'utente, occorre considerare anche le perdite che derivano dai giunti o da apparecchiature difettose.

Poiché le interruzioni sono legate direttamente all'efficienza strutturale, nella definizione degli obiettivi riguardanti l'affidabilità della fornitura, si devono pertanto considerare assolutamente e sempre le due seguenti misure addizionali, cause indirette di interruzioni del servizio, ovvero le *rottture* e le *perdite*.

Un elevato numero di rottture associato ad un elevato grado di perdite è indice palese dell'esistenza di deficienze strutturali. Un acquedotto, come ogni altro sistema, è soggetto a guasti che ne compromettono l'*affidabilità meccanica*. Secondo *Bao & Mays (1990)* l'affidabilità meccanica è determinata dalle fallanze del sistema dovute a rottture di tubazioni, inefficienza delle pompe, fallanza delle valvole, ecc. e può essere definita come la capacità delle componenti del sistema di distribuzione di fornire un servizio continuativo senza il bisogno di frequenti interventi di riparazione e/o sostituzione.

In ogni caso e indipendentemente dalle loro manifestazioni, i guasti sui componenti del sistema comportano un disagio per l'Ente Gestore dell'acquedotto in quanto rendono necessari interventi di riparazione, ma non necessariamente alterano il funzionamento della rete fino a renderla incapace di soddisfare appieno, come portata e pressione adeguate, le richieste ad uno o più nodi utenti.

Quando questo accade, il guasto compromette quella che viene detta affidabilità idraulica.

Secondo gli stessi *Bao & Mays*, oltre ai guasti sui componenti, le cause della fallanza idraulica possono essere molteplici: variazioni della domanda, inadeguatezza delle dimensioni delle tubazioni, variazioni nella scabrezza delle tubazioni, insufficienza delle prevalenze di pompaggio e delle fonti di alimentazioni, o combinazioni di queste cause.

Gli stessi autori riportano inoltre le considerazioni fatte da *Cullinane et al.* (1992) che elencano i fattori legati all'affidabilità idraulica in ordine di importanza: 1) le interazioni tra sistema di tubazioni, distribuzione delle riserve, distribuzione delle pompe e sistema di regolazione; 2) l'affidabilità dei singoli componenti del sistema; 3) variazioni spaziali della domanda nel sistema; 4) variazione temporale della domanda nel sistema.

Sia l'affidabilità meccanica che l'affidabilità idraulica, sono esprimibili in termini di probabilità di corretto funzionamento (con specifici limiti) in un arco temporale determinato e in un certo ambiente.

In letteratura si trovano numerosi tentativi di quantificare l'affidabilità idraulica al fine di elaborare una metodologia per considerare gli effetti prodotti ai nodi e all'intero sistema da fallanze idrauliche, tenere conto dell'incertezza della domanda futura e della scabrezza delle tubazioni, investigare l'impatto della incertezza in merito alla scabrezza delle tubazioni sulla affidabilità, esaminare la variazione dell'affidabilità in relazione alla variabile domanda.

Generalmente non sono contemporaneamente prese in considerazione le varie cause di incertezza precedentemente elencate. In relazione alle caratteristiche del problema trattato, la progettazione della rete o la sua manutenzione, vengono analizzati solo alcuni aspetti che contribuiscono all'affidabilità. Ad esempio, *Quimpo & Shamsi* (1991) si limitano a valutare l'affidabilità del sistema soggetto alla sola rottura delle tubazioni; *Bao & Mays* (1990) assumono aleatorie le richieste nodali, in termini di portata e pressione, nonché la scabrezza delle condotte.

Gupta & Bhawe (1996) verificano il comportamento della rete, soggetta ad un ciclo deterministico della domanda di portata nel caso di fallanza aleatoria delle componenti.

Goulter & Bouchard (1990) assumono quali variabili aleatorie sia la richiesta di portata nodale che la rottura di una condotta, ma valutano l'affidabilità come probabilità dei due eventi supposti indipendenti. *Duan & Mays* (1990) pongono l'attenzione sull'affidabilità dei sistemi di sollevamento soggetti a guasti. *Bertola & Salandin* (1992), in un lavoro di introduzione all'argomento elencano le possibili metodologie di calcolo dell'affidabilità idraulica di un sistema interconnesso a partire dalla probabilità di fallanza di ciascun componente, prendendo in esame metodi di analisi topologica, metodi di analisi capacitiva e metodi di simulazione diretta.

Sulle cause dell'*affidabilità idraulica* si rileva che primaria importanza nella letteratura viene assegnata agli aspetti legati ad una corretta progettazione del sistema e, subito a seguire, agli aspetti legati all'*affidabilità meccanica* dei componenti del sistema.

Pertanto, lo studio dell'affidabilità idraulica non può prescindere dalla elaborazione di modelli che permettano di formulare previsioni sulla probabilità di rottura dei singoli componenti.

In molti lavori, questo aspetto è dato per acquisito, dal momento che esistono modelli di previsione sull'affidabilità meccanica per sistemi e processi elettrici, chimici e meccanici, anche se pochi studi esaurienti sono stati effettuati ad oggi sulle reti idrauliche.

Rispetto a quanto reperito in letteratura, gli studi teorici sull'affidabilità dei componenti idraulici (che ricercano le relazioni causali tra i malfunzionamenti idraulici, i guasti dei componenti ed i fattori intrinseci ed ambientali, al fine di prevedere l'andamento futuro dell'affidabilità), si basano sulla osservazione di una banca dati spesso ridotta nella sua consistenza e, comunque, mai relativa, se non sporadicamente, ad osservazioni effettuate su realtà italiane.

L'obiettivo del presente studio, è quello di fornire concretezza alle teorie dell'affidabilità attraverso l'analisi di reti reali reperite in letteratura tecnica ma sin ad ora analizzate separatamente. Nell'ambito della ricerca viene quindi studiata l'affidabilità di una rete idrica,

prendendo in esame i guasti che si verificano sulle sue tubazioni. Questo significa che il termine di affidabilità è usato in un'accezione diversa da quella propria dell'affidabilità idraulica, poiché si considerano solo guasti sulle tubazioni, e in questa prima fase, lo si farà indipendentemente dagli effetti sulla funzionalità idraulica.

La scelta, in questa Tesi di Dottorato, di focalizzare, prevalentemente se non esclusivamente, l'attenzione sulle tubazioni è dettata e motivata dal fatto che, essendo un acquedotto prevalentemente composto da tubazioni, i guasti di queste hanno un'elevata incidenza statistica sull'affidabilità del sistema.

In generale, il problema dell'affidabilità delle reti idriche è indagato facendo riferito al parametro Λ definito come il rapporto tra MTTF/(MTTF+MTTR) (MTTF = tempo mediamente impiegato affinché un elemento funzionante si guasti, MTTR = tempo che mediamente viene impiegato per la riparazione).

Spesso in letteratura, in luogo del MTTF, viene riportato l'inverso del tasso di rottura, tasso di rottura che in questa Tesi di Dottorato verrà designato con il simbolo Λ (che misura ai fini della valutazione degli oneri gestionali, la necessità di riparazione), e che risulta ben distinto dal tasso di fallanza meccanica fino a questo momento designato come λ (che misura, invece, ai fini della valutazione delle prestazioni idrauliche, la necessità di intercettare un tronco con conseguente sua temporanea indisponibilità e alterazione del funzionamento idraulico del sistema) (Ciaponi *et al.*, 2009). Inoltre il simbolo Λ sarà sempre riferito ad una tubazione di lunghezza unitaria (generalmente il km o il miglio) e ad un intervallo di tempo unitario (generalmente l'anno). Per una condotta generica di lunghezza L riferita ad un periodo di osservazione t , il tasso di rottura Λ è pertanto definito dalla relazione:

$$\Lambda = \frac{N_{\text{rotture}}}{L \cdot t} \quad (1.25)$$

I valori di Λ , secondo quanto riferito in letteratura spazierebbero da minimi dell'ordine di $2,24 \cdot 10^{-2}$ rotture/(km·anno) a massimi dell'ordine di $4,70 \cdot 10^{-1}$ rotture/(km·anno) [Guercio *et al.* (1995), Su *et al.* (1987), Cullinane (1989), O'Day (1982)] (indagini svolte su 14 città nord americane, la città di Sant Louis, Nottingham e Roma). Secondo Pelletier *et al.* (2003) si può ritenere che una rete sia in buone condizioni per $\Lambda \leq 0,2$, in condizioni accettabili per $0,2 < \Lambda < 0,4$ e in condizioni cattive per $\Lambda \geq 0,4$. Secondo Sundahl (1997), il tasso di rottura è basso per $\Lambda \leq 0,08$, normale per $0,08 < \Lambda < 0,16$, alto per $0,16 < \Lambda < 0,28$, molto alto per $\Lambda \geq 0,28$.

Forniti questi dati generali di letteratura, occorre però aggiungere che la realtà degli acquedotti nel mondo è molto variegata ed anche i valori precedentemente citati vanno accolti con il beneficio dell'inventario.

Inoltre, in letteratura, è difficile trovare una definizione univoca di rottura relativamente alle tubazioni di una rete idrica. Non sempre, infatti, le rotture si manifestano dando luogo alla interruzione del servizio, più spesso si tratta di fessure che provocano la fuoriuscita di acqua, che può essere palese od occulta Clark & Goodrich (1982).

È importante quindi definire un criterio che consenta l'uso appropriato dei due termini "rottura" e "fessurazione" e che dia ragione del differente impiego dei due termini, eliminando così possibili equivoci di interpretazione. Le definizioni più significative sembrano quelle che partono da criteri di tipo quantitativo (quantità di acqua dispersa), e da valutazioni di tipo qualitativo (effetti sulla rete) o cause determinanti il problema. Appartiene al primo tipo di definizione quella che considera fessura un evento nel quale la quantità di acqua fuoriuscita è ridotta. Molti ricercatori ritengono questa connotazione troppo approssimativa e forniscono definizioni che si ispirano a differenze qualitative tra i fenomeni cui associare ciascun termine.

In particolare, alcuni autori definiscono rottura un guasto che comporta l'interruzione del servizio: in questo modo la distinzione si basa sugli effetti prodotti dall'evento sul funzionamento della rete *O'Day* (1982).

Per tutte queste ragioni e pur concordando sul fatto che sia necessaria una particolare attenzione nell'aggregare dati che possano essere considerati omogenei con riferimento alla rottura e/o alle cause di rottura (conservando pur tuttavia memoria del tipo di materiale, diametro ed età) *O'Day* (1982), *Clark & Goodrich* (1982), si può ritenere genericamente di estendere la definizione di rottura a tutti quei fenomeni accomunati dagli unici due aspetti: la fuoriuscita di acqua e la necessità di un intervento di riparazione (vedi definizione tasso di rottura).

In conclusione, nel corpo di questa Tesi di Dottorato, nel più ampio panorama relativo alla valutazione e determinazione degli indici prestazionali di un sistema, si è scelto di indagare nel campo dell'efficienza ed in particolare dell'efficacia, il termine dell'affidabilità meccanica riferito alle condotte acquedottistiche. Il parametro di valutazione individuato è risultato essere il tasso di rottura Λ . La sua definizione e l'uso simbolico differente rispetto a quello riscontrato e riscontrabile in letteratura tecnica è legato ad una duplice motivazione:

1. concezione deterministica (numero medio di rotture ad anno per chilometro) e non probabilistica (inverso della probabilità di rottura nel tempo di un anno per un chilometro di condotta) del parametro;
2. uso legato esclusivamente alla definizione riportata nella (1.25) e cioè inteso come rotture/km·anno.

In tale ottica, si colloca e si sviluppa l'intero processo descrittivo ed analitico di questo documento. In definitiva si cercherà di svolgere una analisi statistica mondiale sui valori assunti nei più diversi contesti dal parametro Λ mettendolo in relazione con le più disparate tipologie strutturali degli impianti ovvero delle diverse condizioni al contorno nelle quali gli impianti tendono ad operare, fornendo, in definitiva, un modello matematico dei valori attesi dello stesso indice Λ al variare delle suddette tipologie strutturali o condizioni al contorno.

Una tale analisi così complessiva e basata su informazioni provenienti da acquedotti di tutto il mondo è assolutamente inesistente in letteratura.

Bibliografia

Andreou, S.A. Marks, D.H. Clark, R.M. (1987). *A new methodology for modelling break failure patterns in deteriorating water distribution systems*: Applications, Advanced Water Resources 10 March.

Artina, S. Bocciarelli, M. C. Bragalli, C. Cristofari, D. Draghetti, T. (2005). *Proposta di linee guida per la stima dei bilanci idrici nei sistemi acquedottistici secondo il DM 99/97*, Secondo Seminario su "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Perugia, 22 settembre, pp. 239-246.

Artina, S. Lenzi, C. Bragalli, C. Bissoli, R. Draghetti, T. Liserra, T. Marchi, A. Ruggeri, F. (2007). *Effetti delle perdite idriche sul consumo energetico in un sistema acquedottistico*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno, pp. 645-658.

- Artina, S. Lenzi, C. Marchi, A. Bragalli, C. Bissoli, R. Liserra, T. Ruggeri, F.** (2007). *Impatto delle perdite idriche sul consumo energetico di un sistema alimentato con pompaggio diretto in rete*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre, pp. 319-326.
- Bao, Y. & Mays, L.W.** (1990). *Model for analysis of water distribution systems reliability*. *J. Hydraul. Eng.*, 116(9), 1119-1137.
- Bertola, B.** (2003). *La determinazione del tasso di fallanza delle condotte nella gestione delle reti di distribuzione idrica*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre pp. 47-56.
- Bertola, P.** (2009). *Gestione e performance delle reti – Problematiche relative alla gestione delle reti a pressione*, <<Corso: Metodologie innovative per la gestione ottimale dei sistemi di distribuzione idrica>>, Udine, 30 marzo.
- Bertola, P. Reitano, B.** (2004). *Definizione e misure dell'affidabilità dei sistemi acquedottistici - La gestione e l'affidabilità dei sistemi acquedottistici*.
- Bertola, P. Nicolini, M.** (2004). *Valutazione dell'affidabilità complessiva di una rete di distribuzione idrica con simulazioni quasi stazionarie di lungo periodo*. Atti del 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 141-148.
- Bertola, P. Nicolini, M.** (2005). *Gestione ottimale delle perdite in sistemi di distribuzione idrica tramite valvole riduttrici di pressione*, Secondo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 22 settembre pp. 57-66.
- Bertola, P. & Salandin, P.** *Tecniche di calcolo dell'affidabilità nei sistemi di trasporto dell'acqua*, Proc.of: XXIII Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Firenze, 1992, pp.C39-C51.
- Billington, R. Allan, R.N.** (1987). *Reliability evaluation of engineering systems: concept and technique*, Plenum Press, NY.
- Bovolin, V. Iodice Delgado, A. Lubritto, M. Villani, P.** (2007). *Simulazione e monitoraggio di una rete idrica interna: il caso pratico di un distretto della rete del comune di Salerno*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno pp. 491-505.
- Bovolin, V. Lubritto, M. Villani, P.** (2007). *Analisi delle perdite in un sistema di distribuzione idrica in pressione - Relazione tra leggi di efflusso locale e globale*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 241-248.
- Brand, W.** (2005). *Noise logger – Evoluzione del monitoraggio acustico per il controllo delle perdite nelle reti idriche*, Secondo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 22 settembre pag. 49-56.
- Brunone, B. Ferrante, M. Meniconi, S.** (2009). *Ricerca e controllo delle perdite nelle reti di condotte*, Città Studi.
- Calza, F. Fantozzi, M.** (2007). *Gestione del sistema di distrettualizzazione permanente negli acquedotti della provincia di Reggio Emilia*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 121-128.
- Cascetta, F. Di Nardo, A. Di Natale, M. Gisonni, C. Greco, R.** (2005). *Una metodologia per la distrettualizzazione di una rete idrica di distribuzione: il caso di Villaricca (NA)*, Secondo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 22 settembre pp. 231-238.
- Ciaponi, C. Franchioli, L. & Papiri, S.** (2009). *La stima del tasso di fallanza delle condotte per la valutazione dell'affidabilità delle reti di distribuzione idrica*, Acqua e città 2009 - EXPO 2015: Idraulica e paesaggio nelle aree urbane 3° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Milano, 6-9 ottobre 2009 A. Paoletti, G. Becciu, C. Di Mauro, R. Occhi, A. Rossi, U. Sanfilippo (a cura di), csdu, Milano, 2009, CD ROM allegato ISBN 978-88-903223-3-4.
- Clark, R.M. Stafford, C.L. & Goodrich, J.A.** (1982). *Water distribution systems: A spatial and cost*

- evaluation, J. Water Resour. Plan. and Manag. Division, ASCE, 108(3), pp.243-256.
- Coehlo, T.** (1997). *Performance in water distribution, a system approach*, John Wiley & Sons.
- Cullinane, M.J. Lansey, K.E. & Basnet, C.** (1989). *Water distribution system design considering component failure during static conditions*, Proc. Nat. Conf. Hydr. Eng., ASCE, N.Y.
- Cullinane, M.J. Lansey, K.E. & Mays, L.W.** (1992). *Optimization availability based design of water-distribution networks*, J. Hydraul. Eng., 118(3), pp.420-441.
- De Martino, F. De Paola, F. Di Gennaro, E.** (2003). *Indagini di campo sulle tipologie di rottura nelle reti idriche di Alto Calore Servizi S.p.a.*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre pp. 135-145.
- Di Nardo, A. Di Natale, M.R. Greco, R.** (2007). *Valutazione dei costi di distrettualizzazione di una rete idrica ai sensi del D.M. n° 99 1997 nel rispetto delle prestazioni idrauliche di progetto*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 327-334.
- Di Natale, M.** (2009). *La distrettualizzazione delle reti idriche per il controllo delle perdite*, <<Corso: Metodologie innovative per la gestione ottimale dei sistemi di distribuzione idrica>>, Udine, 30 marzo.
- Duan, N. Mays, L.W. & Lansey, K.E.** (1990). *Optimal reliability based design of pumping and distribution systems*, J. Hydraul. Eng., 116(2), pp.249-268.
- Ducci, G. Ferretti, A. Della Luna, G.** (2007). *Gestione attiva dei distretti acquedottistici: una soluzione efficiente per la riduzione delle perdite nelle reti di distribuzione dell'acqua*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 335-340.
- Ermini, R.P. Ingedudld, P.** (2005). *Analisi delle criticità e valutazione dei livelli di servizio di reti di distribuzione*, Secondo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 22 settembre pp. 201-208.
- Fantozzi, M.** (2007). *Gestione delle perdite: sviluppi ed esperienze pratiche di applicazione della metodologia I.W.A.*, Seminario Perugia La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto, Perugia, pp. 107-120.
- Fantozzi, M. Garzon, A. Muraca, A.** (2007). *Esperienze di analisi, di ottimizzazione e di recupero delle perdite sulla rete acquedotto mediante l'applicazione integrata di un modello matematico e di software specialistici per la gestione delle perdite e delle pressioni*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno, pp. 615-627
- Fantozzi, M. Lambert, A.** (2004). *Trend internazionali nella gestione e nel reporting delle perdite idriche e loro applicazione alle condizioni italiane*, Convegno “Verso una gestione più efficace nei sistemi idrici secondo l'approccio dell'International Water Association”, Genova.
- Gargano, R. Pianese, D.** (2000). “Reliability as Tool for Hydraulic Network Planning” Journal of Hydraulic Engineering, vol 126, no. 5, 354-364.
- Gerbino, E. Borzì, A. Bianchi, C. Rodriguez, F.** (2007). *Integrazione di sistemi per il monitoraggio e la gestione dei sistemi idrici come supporto alla gestione ottimizzata per la riduzione delle perdite idriche – Il caso studio di ATO 3 Sarnese Vesuviano*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 233-240.
- Giugni, M. Fontana, N. Portolano, D. Romanelli, D.** (2007). *La distrettualizzazione del sistema di distribuzione idrica “Napoli Est”: risultati preliminari*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 249-256.
- Giustolisi, O.** (2007). *Strumenti innovativi per la simulazione del funzionamento di una rete di condotte ed analisi di affidabilità*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 43-52.

- Goulter, I. & Bouchard, F.** (1990). *Reliability-constrained pipe network model*. J. of Hydraulic Engineering, ASCE, 116(2), pp.211-229.
- Guercio, R. Magini, R. Pallavicini, I.** (2003). *Sviluppo di un sistema per la riduzione delle perdite idriche attraverso il controllo della pressione*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre pp. 209-219.
- Guercio, R. Margaritora, G. & Xu, Z.** (1995). *Valutazione di campo dell'affidabilità di condotte e organi di sezionamento inseriti in reti di distribuzione in pressione*, Proc. Spec. Conf. on “Sistemi Idropotabili Integrati”, pp.13-26.
- Gupta, R. & Bhawe, P.R.** (1996). *Comparison of methods for predicting deficient-network performance*, J. of Water Resources Planning and Management, Vol. 122, No. 3, pp.214-217.
- Hashimoto, T.** (1982). *Reliability, and Vulnerability Criteria For Water Resource System Performance Evaluation*, Water Resources Research, vol. 18, no.1, febbraio.
- Hashimoto, T.** (1982). Robustness of Water Resource System, Water Resources Research, vol. 18 no.1, febbraio.
- Ippolito, G.** (2000). Appunti di Costruzioni Idrauliche a cura di Giuseppe De Martino.
- Khomsi, D. Walters, G.A. Thorley, A.R.D. & Ouazar, D.** (1996). “*Reliability Tester for water distribution networks*”. J. Computing in civil engineering, ASCE, 10 (1), 10-19.
- Laucelli, D. Berardi, L. Doglioni, A. Colombo, A.F.** (2007). *Manutenzione delle reti di distribuzione idrica: dalla modellazione degli indicatori di efficienza al supporto alla decisione*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno, pp. 375-389.
- Lei, J. Saegrov, S.** (1998). *Statistical approach for describing failures and lifetimes of water mains*, Water Science and Technology, vol. 38, n.6, pp. 209-217.
- Leoni, G. Anzalone, C. Giunchi, D.** (2007). *Il progetto sperimentale di telelettura dei contatori*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno pp. 705- 718.
- Liserra, T. Bragalli, C. Maglionico, M. Casadio, A. Artina, S. Pilati, S.** (2007). *Indicatori di prestazione in sistemi acquedottistici aggregati mediante rete bayesiana*, Atti del 2° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (Ca), 25-29 settembre.
- Marinelli, A. Resentera, M.** (2007). *Valutazione delle perdite idriche in una rete d'acquedotto oggetto di calibrazione*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 209-216.
- Martini, P.** (1987). *L'affidabilità dei sistemi di approvvigionamento idrico*, Idrotecnica n.3.
- Mascellani, G. Alvisi, S. Franchini, M.** (2005). *Analisi delle rotture nelle reti acquedottistiche mediante georeferenziazione*, Secondo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 22 settembre pp. 35-48.
- Mazzola, M.R. Fantozzi, M. Bazzurro, N.** (2005). *Attività del gruppo di lavoro nazionale sulla “Gestione delle perdite idriche”*, Secondo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 22 settembre, pp. 17-24.
- O'Day, D.K.** (1982). *Organizing and analyzing leak and break data for making main replacement decisions*, J. of AWWA, 589-594.
- Paoletti, A. Becciu, U. Sanfilippo, S. Carnevali, S. Giambruno** (2007). *Indicatori di prestazione per il supporto alle decisioni nell'ambito della pianificazione dei sistemi acquedottistici*, Acqua e Città 2007. Chia (CA), 25-28 settembre.
- Paolitti, F. Robustelli, S.** (2007). *Valutazione del non misurato e stima delle perdite dovute all'obsolescenza del parco contatori acqua*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 129-141.
- Pelletier, G. & Mailhot, A. Villeneuve, J.P.** (2003). *Modeling water pipe breaks-Three case studies*,

Journal Water Resour. Plan. Manag., 129(2), pp.115-123.

Pezzinga, P. (2003). *La regolazione della pressione per il controllo delle perdite*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre, pp. 247-259.

Pianese, D. & Villani, P. (1994 a). *Verifica di affidabilità delle reti idriche in pressione. Parte prima: valutazione mediante indici locali*. Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli.

Pianese, D. & Villani, P. (1994 b) *Verifica di affidabilità delle reti idriche in pressione. Parte seconda: valutazione mediante indici globali. Esempio di applicazione ad un caso di studio*. - Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli.

Quimpo, R.G. Shamsi, U.M. (1991). *Reliability-Based Distribution System Maintenance*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 117(3), pp. 321-339.

Rasulo, G. Del Giudice, G. (2007). *L'acqua: un servizio a domanda o razionato?*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno pp. 429-441.

Resenterra, M, Grata, S. Alvisi, S. Franchini, M. (2007). *Caratterizzazione dello stato strutturale di una rete acquedottistica attraverso la georeferenziazione delle rotture e l'analisi statistica*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre pp. 271-280.

Rogers, D. Schiatti, M. (2003). *Perdite idriche-La soluzione per un problema internazionale*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre pp. 261-265.

Salandin, P. Bertola, P. (1996). *Analisi dell'affidabilità delle reti di distribuzione soggette a richiesta aleatoria*. Atti del XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Torino, 217-228.

Salandin, P. Darvini, G. (2007). *Sistemi di distribuzione con rotture delle condotte e richiesta della portata aleatorie: una tecnica di valutazione dell'affidabilità*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno pp. 411-428.

Shamir, U. & Howard, C. (1979). *Analytic Approach to Scheduling Pipe Replacement*, J. Am. Water Works Ass., 1979, 171(5), pp.248-258.

Su, Y.C. Mays, L.W. Duan, N. Lausey, k.E. (1988). *Water distribution systems: a spatial and cost evaluation*, Jour, Hydr., Eng., ASCE, 114.

Su, Y.C. Mays, L.W. Duan, N. Lausey, k.E. (1987). *Reliability based optimization model for water distribution systems*, J. Hydr. Engineering., ASCE, 114(12), pp.1539-1556.

Sundahl, A.C. (1997). *Geographical analysis of water main breaks in the city of Malmö, Sweden*. Journal of Water Supply Research and Technology-Aqua, 1997, 46(1), pp.40-47.

Tanyomboh, T.T. Tabesh, M. Burrow, R. (2001). *“Appraisal of Source Head Methods for Calculating Reliability of Water Distribution Networks”*, Journal of Water Resources Planning and Management, vol. 127, no. 4.

Thornton, J. (2002). *Water Loss Control Management*, McGraw Hill, New-York.

Veltri, P. Fiorini Morosini A., (2007). *La distrettualizzazione delle reti idriche: il caso della città di Cosenza*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno pp. 473-489.

Viparelli, R.V. Mangone, V. (2003). *Influenza dell'aspetto gestionale sull'affidabilità dei sistemi acquedottistici*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre, pp. 289-300.

Wu, Z.Y. Sage, P. (2007). *Individuazione delle perdite idriche nelle reti di distribuzione mediante ottimizzazione della domanda in funzione della pressione*, Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 settembre, pp. 159-166.

2. I Modelli di deterioramento in Letteratura Tecnica

Introduzione Generale

Lo spreco di risorsa idrica a causa delle perdite è una sfida importante per i servizi idrici.

Raggiunge spesso valori pari al 30% o 40% dell'acqua immessa nel sistema. Dal momento che il tasso di perdita aumenta con il tasso di rottura della rete, gli Enti Gestori del sistema devono preoccuparsi della riduzione al minimo delle rotture delle condotte acquedottistiche.

Il controllo dei guasti sulle tubazioni acquedottistiche costituisce una grande sfida per la sostenibilità e per la tutela dell'ambiente.

L'approvvigionamento idrico urbano si basa su di una infrastruttura grande e complessa che è stata ampliata e sviluppata nel corso del secolo scorso. Man mano che il sistema di approvvigionamento idrico invecchia, i suoi componenti (condotte) sono maggiormente esposti al processo di deterioramento e consecutivamente di rottura.

È comune per grandi città avere valori di centinaia o migliaia di rotture per anno sulle condotte idriche. Il deterioramento non solo determina un aumento dei costi operativi e di manutenzione, perdite d'acqua, frequenti interruzioni e una riduzione della qualità dell'acqua fornita (*Kleiner, 1997*), ma comprende anche enormi costi nascosti (*AWWA, 2001*), (*NWWEC, 2006*).

Al fine di garantire che le autorità possano gestire i propri sistemi di distribuzione idrica per fornire un adeguato servizio di fornitura di acqua potabile in un modo economico, affidabile e sostenibile, è essenziale che sviluppino una chiara comprensione dei processi di degrado degli acquedotti (*Canadian InfraGuide, 2002a*).

Un quadro preciso nonché quantitativo dello stato e delle prestazioni del sistema consentirà di implementare utili ed efficaci strategie di gestione proattiva del guasto dei tubi e di ridurre al minimo i costi generali per il funzionamento del sistema idrico, siano essi economici, sociali e ambientali.

Ad oggi, seppur siano disponibili molte tecniche standardizzate per i servizi idrici per valutare i sistemi di distribuzione e per sviluppare procedure proattive per la determinazione delle esigenze di riabilitazione e di sostituzione (*NWWEC, 2006*), la maggior parte delle autorità idriche non le hanno ancora adottate sia per mancanza di una politica finanziaria non orientata in tal senso, sia per la scarsità di analisi statistiche personali, che devono necessariamente fondarsi su tecniche standard testate in altri contesti, nonché affette da problematiche puntuali.

Solo pochi Enti Gestori avviano e completano analisi statistiche per prevedere il numero delle rotture su di una condotta per poi integrare i risultati ottenuti all'interno di un processo di futura pianificazione.

Inoltre, gli operatori degli Enti Gestori fanno funzionare i sistemi di distribuzione in modalità reattiva rispondendo alle interruzioni sia in termini di rotture che di perdite d'acqua.

L'esperienza (aziendale) ha dimostrato che un numero significativo di riparazioni vengono eseguite su una base di interventi non programmati.

In questo tempo di tagli di bilanci e di risorse limitate, la capacità di ottimizzare l'uso della manutenzione impiegando modelli predittivi in fase di progettazione sta rapidamente diventando una realtà per la gestione di grandi infrastrutture metropolitane (*Crane I A., 1994*).

La manutenzione programmata per un impianto <<in panne>> può produrre risparmi significativi nel programma e/o sulle riparazioni di emergenza (*Mays, W., 2001*).

La chiave di lettura è quella di consentire ai progettisti di prevedere con precisione quali sono i componenti più bisognosi di una più urgente riparazione, e quando gli altri avranno bisogno di riparazione e dunque di essere riparati.

Per raggiungere questo scopo, sono stati sviluppati metodi per ottenere informazioni su quali condotte o campioni di rete, o reti, hanno maggiore probabilità di fallire, e quando questi malfunzionamenti (rotture) siano più probabili a verificarsi.

La modellazione predittiva comprende un insieme di tecniche che possono essere utilizzate per determinare la probabilità di guasto o tasso di guasto, per una particolare entità.

Queste tecniche di modellazione possono variare a partire da regole molto semplici fino ad arrivare a complesse analisi, compresi i metodi spaziali e statistici insieme, l'applicazione di reti neurali artificiali ed infine analisi di sopravvivenza.

Questo Capitolo viene a questo punto suddiviso in due parti. La PARTE PRIMA fornisce un'analisi della letteratura in relazione alla problematica della rottura delle condotte.

La PARTE SECONDA affronta il problema della rappresentazione numerica delle rotture nelle condotte. Nella zona iniziale di questa SECONDA PARTE, in alcune parti riportate in grassetto, vengono forniti gli elementi essenziali per la comprensione della metodologia successivamente adottata nel corso della Tesi di Dottorato.

2.1. PARTE PRIMA: Literature Survey on Water Pipeline Failure

2.1.1. Introduzione

I sistemi di distribuzione di riserve d'acqua potabile sono principalmente costituiti dai tubi di trasporto che collegano gli impianti di trattamento ai rubinetti dei consumatori.

Essi costituiscono una significativa sfida di gestione, sia da un punto di vista operativo e della salute pubblica. Inoltre, rappresentano la stragrande maggioranza delle infrastrutture fisiche per l'approvvigionamento di acqua; la loro riparazione e sostituzione rappresenta una enorme passività finanziaria (EPA, 2005).

In tutto il mondo, esistono reti di distribuzione dell'acqua di scarsa o modesta qualità e la situazione sta diventando sempre peggiore a causa di:

1. progettazioni inefficienti;
2. lavori di costruzione non efficienti;
3. materiali di non elevata qualità o impropri;
4. letti di posa impropri;
5. condotte anziane¹;
6. gestione e manutenzione scarsa della rete;
7. interruzioni derivanti dall'ambiente circostante e/o da elementi inaspettati, per esempio danni da vicine costruzioni sotterranee (Zhang, 2006).

Anche quando le condotte idriche sono installate correttamente, i tubi si deteriorano nel tempo (Rajani *et al.*, 2006). Quando le condotte idriche si deteriorano sia strutturalmente che funzionalmente, il loro tasso di rottura aumenta, la capacità idraulica della rete diminuisce, e la qualità dell'acqua nel sistema di distribuzione può diminuire.

Kleiner e Rajani (2001) hanno classificato il deterioramento dei tubi in due categorie.

Il primo è un deterioramento di natura strutturale, che diminuisce la resilienza strutturale dei tubi e la loro capacità di sopportare i vari tipi di stress che vengono imposti su di essi.

¹ condotte stoccate da tempo in depositi eventualmente sottoposti alle condizioni climatiche più varie e differenti.

Il secondo è un deterioramento della superficie interna del tubo con conseguente diminuzione della capacità idraulica, della qualità delle acque e di una estrema ridotta resilienza strutturale in caso di grave corrosione interna.

Entrambe le categorie di deterioramento contribuiscono a diminuire l'affidabilità della rete di distribuzione. Un certo numero di organizzazioni professionali come ASCE, NRCC, AWWA, WIN e AWWARF hanno studiato i processi di deterioramento legati ai sistemi di trasporto e distribuzione dell'acqua potabile.

Una sintesi delle discussioni al riguardo è fornita nelle sezioni successive.

2.1.2. Rotture sulle condotte acquedottistiche

Le rotture sugli acquedotti si svolgono in fasi diverse, piuttosto che in un singolo episodio, come mostrato in figura 2.1. Il lavoro presso il National Research Council Canada (NRCC) ha dimostrato che il processo di rottura è molto più complesso del previsto (Makar, 2001).

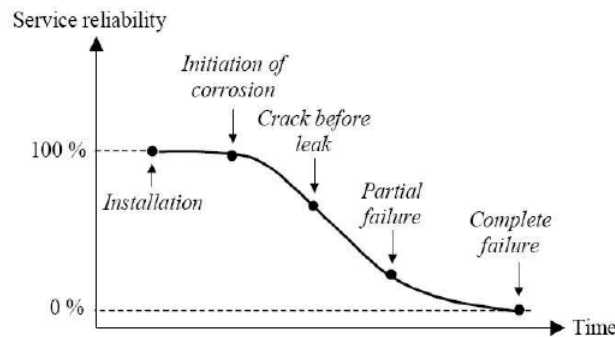


Figura 2.1 Water main failure development (Misiunas, 2005)

Secondo la fig. 2.1, possono essere identificate le seguenti operazioni:

- installazione: il nuovo tubo è installato intatto;
- avvio di corrosione: dopo che il tubo è entrato in servizio da qualche tempo, i processi di corrosione iniziano sulla superficie del tubo (si può parlare di processi di corrosione interna, di processi di corrosione esterna, oppure di ambedue i processi contemporaneamente);
- crepa (incrinatura) prima della fuga (perdita): crepe, buche, grafitizzazione sono prodotti tipici del processo di corrosione. In alcuni casi le fessure possono essere avviate da sollecitazioni meccaniche;
- parziale rottura: man mano che la corrosione e le fessure si sviluppano, riducono la resistenza residua della parete del tubo; contemporaneamente sotto le sollecitazioni interne o esterne, la perdita o *burst* sarà avviata a seconda della dimensione della rottura. In alcuni casi la dimensione del guasto non è abbastanza grande da essere prontamente rilevata;
- completo fallimento: il fallimento completo del tubo può essere causato da una crepa, generata da corrosione, e/o da già esistenti perdite/rotture o un intervento di terzi. Tale fallimento (rottura) è solitamente seguito da fughe di acqua che si mostrano sulla superficie del terreno, producendo un notevole cambiamento nell'equilibrio idraulico del sistema.

Non tutti i tubi presentano una sequenza di fallimento, come mostrato in fig. 2.1. (Makar et al., 2001) hanno spiegato che le crepe da corrosione sono probabilmente crepe attive, cioè si sviluppano con il tempo. L'evidenza di un multi-evento di cracking è presentato, indicando che ci può essere un sostanziale intervallo di tempo tra lo sviluppo delle fessure iniziali e successive (Makar et al.,

2001). Secondo (Lei et al., 1998), l'evoluzione temporale del guasto viene influenzata dal materiale del tubo.

I tubi di acciaio e ghisa sferoidale sono suscettibili di perdite prima di rompersi.

I tubi di ghisa grigia e i tubi più grandi in calcestruzzo armato precompresso, in genere, si rompono prima di generare perdite. Per i tubi in plastica, in pvc dipende a seconda delle condizioni di installazione e operative.

I meccanismi di deterioramento dei tubi in plastica non sono ben noti in quanto sono probabilmente più lenti e i tubi in plastica sono in uso solo negli ultimi 30-40 anni.

2.1.3. Perché e quando si rompono le condotte?

La rottura del tubo è probabile che si verifichi quando le sollecitazioni ambientali e operative agiscono sull'integrità strutturale del tubo.

L'integrità strutturale è, generalmente, compromessa dalla corrosione, degradazione, inadeguata installazione o da difetti di fabbricazione.

Le condotte idriche interrate sono progettate per sopportare carichi di progetto specifici.

In generale, questi carichi includono il carico della terra, di camion, carichi in movimento, della pressione di esercizio, dei colpi d'ariete.

Il materiale e lo spessore del tubo sono scelti per resistere a questi carichi.

I tubi situati in regioni soggette a temperature di congelamento, a volte, sperimentano un ulteriore carico (carico da gelo) causato dal gelo e dal conseguente sollevamento del terreno circostante.

Allo stesso modo, ampie e rapide variazioni di temperatura, nell'ambiente acqua-condotta-terreno *soil-pipe-water* conducono ad ulteriori sollecitazioni termiche sul tubo.

Le perdite nei tubi e le pratiche di costruzione del letto del tubo non ottimali perturbano il tubo e lo rendono incline a rotture dovute alla *beam action* (Agbenowosi, 2001).

Considerando il cedimento strutturale di una condotta principale, vi sono due tipi di stress che possono causare uno scoppio:

- a) sollecitazioni longitudinali;
- b) sollecitazioni trasversali.

Le *sollecitazioni longitudinali* generalmente causano sulla condotta principale rotture che si manifestano attraverso la creazione di fessure circonferenziali.

Le azioni che creano queste sollecitazioni longitudinali in rete comprendono la dilatazione o contrazione, *the beam action* e le pressioni interne.

Le *sollecitazioni trasversali* possono essere divise in due tipi:

- b₁) *hoop stresses*;
- b₂) *ring stresses*.

Le *hoop stresses* sono create dalla pressione interna dell'acqua all'interno della condotta principale.

Le *ring stresses* sono, invece, associate a forze esterne tra cui il carico del terreno, il carico del terreno di copertura, il carico del traffico, carichi dovuti alla penetrazione della foresta (le radici) (Savic, 1997).

Oltre ai maggiori carichi sul tubo, l'integrità strutturale del tubo è compromessa temporalmente dalla corrosione ad una velocità dipendente dal tipo di materiale del tubo, dalle caratteristiche del suolo circostante, dalle proprietà idrauliche e chimiche dell'acqua che scorre nel tubo.

I terreni corrosivi accelerano lo sviluppo dei fenomeni di corrosione sulla superficie esterna del tubo. Un'acqua corrosiva accelera il processo di grafitizzazione e accentua l'eventuale riduzione dello spessore della parete del tubo a partire dall'interno del tubo (O'Day, 1982).

2.1.4. Bathtub curve

La funzione di rottura al trascorrere del tempo per la maggior parte delle condotte può essere descritta in termini della curva <<Bathtub curve>> (fig. 2.2).

Si ritiene comunemente che tre fasi generali di rottura possano verificarsi su di una condotta:

1. il periodo di mortalità infantile (gioventù);
2. il periodo di vita utile (maturità);
3. il periodo di logoramento (vetustà).

Il periodo di *mortalità infantile* si riscontra all'inizio della vita operativa di un componente, normalmente nelle prime settimane o nei primi mesi. Per l'utilizzatore questo tipo di guasto avviene generalmente nel periodo di messa a punto e collaudo di un nuovo impianto.

I problemi nascono principalmente da difetti di lavorazione e di montaggio durante l'installazione.

Molti difetti di lavorazione vengono rilevati prima del montaggio o durante le operazioni di collaudo nelle fasi fondamentali del suo processo di fabbricazione.

Gli errori di montaggio sono più difficili da controllare e possono essere ridotti attraverso ispezioni e tabelle di controllo definite in specifiche procedure operative.

Un attento collaudo consente di ridurre il tasso di rottura al valore minimo che contraddistinguerà la fase della maturità (Stefanini, 2003).

La seconda fase della vasca da bagno corrisponde al periodo di vita utile nel quale il tasso di rottura casuale (in genere legato a fenomeni a carattere aleatorio) rimane sostanzialmente basso e costante.

La durata della fase di *maturità* dipende in modo sostanziale dalle attività di manutenzione, per cui il lasso temporale contraddistinto dal tasso di rottura costante, sarà tanto più lungo quanto maggiore sarà l'attenzione riposta negli interventi manutentivi.

Durante l'ultima fase, *vetustà*, a causa dell'inesorabile processo di usura che interessa tutti i componenti meccanici ed elettromeccanici, il tasso di rottura del sistema considerato cresce sensibilmente nel tempo.

Ovviamente è buona norma evitare che un sistema idrico raggiunga la vetustà, pianificando interventi di manutenzione programmata o di riabilitazione strutturale. Pertanto un'accorta gestione deve essere volta a mantenere il tasso di rottura pressoché costante nel tempo e prossimo al suo valore minimo.

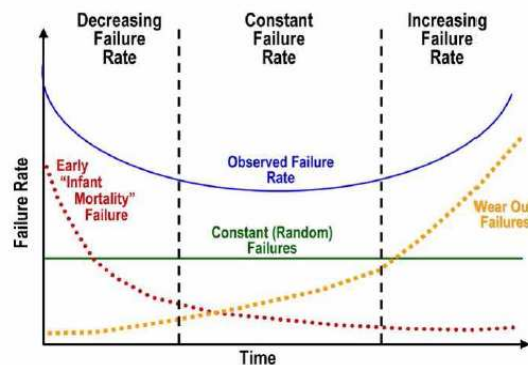


Figura 2.2 Typical "Bathtub" curve for water pipelines deterioration (Macmillan, 1986)

La combinazione di queste tre influenze fornisce una base per la comprensione della tradizionale "curva a vasca da bagno" per la dipendenza dal tempo del tasso di rottura.

Ad esempio, le condotte in polietilene nuove spesso soffrono di più piccole rotture subito dopo che sono state installate.

Un ulteriore approfondimento del tasso di rottura in funzione del tempo sarà fornito nel capitolo 7.

2.1.5. Conseguenze delle rotture

I costi di una rottura su una condotta principale (*water main*) possono essere classificati in tre categorie:

- (a) diretti;
- (b) indiretti;
- (c) costi sociali.

Mentre i costi diretti sono relativamente facili da quantificare in termini monetari, i costi indiretti possono richiedere uno sforzo maggiore, ed i costi sociali sono spesso i più difficili da descrivere e valutare (*Rajani e Kleiner, 2001*). Uno studio ha stimato che i costi indiretti possono variare dal 20% al 40% dei costi di riparazione (*AWWSC, 2002*). In senso stretto la conseguenza dell'entità della rottura è un valore casuale, perché non esistono due rotture che conducono alle stesse conseguenze.

Le rotture sulle condotte della rete di distribuzione di piccole dimensioni sono di solito riparate con poco sforzo e i danni collaterali in genere sono relativamente piccoli.

Le rotture sulle condotte della rete di trasmissione (trasporto) di grandi dimensioni sono relativamente rare, e poiché solo pochi servizi idrici tentano di valutare il danno totale dovuto alla rottura, attualmente non ci sono dati sufficienti per assegnare corrispondenti probabilità di rottura.

È necessaria più ricerca per ottenere una migliore comprensione della vera dimensione delle conseguenze indirette e sociali di tutti i tipi di rottura.

2.1.6. Perdite idriche

Si riconosce che la fuoriuscita di acqua dai tubi delle reti di distribuzione e adduzione è un problema mondiale. La dispersione dell'acqua è un problema costoso, non solo in termini di spreco di una risorsa naturale preziosa, ma anche da un punto di vista economico.

La perdita economica principale a causa dei trafilamenti è legata al costo dell'acqua grezza, al suo trattamento e trasporto. La perdita inevitabilmente comporta anche perdite economiche secondarie sotto forma di danni al tubo della stessa rete, ad esempio erosione del letto di posa del tubo e interruzioni al tubo principale, e nella forma di danni alle fondazioni di strade ed edifici.

Oltre ai danni ambientali ed economici causati dalle perdite, i tubi che perdono comportano un rischio per la salute pubblica, in quanto ogni perdita è un potenziale punto di ingresso di contaminanti, se si verifica una caduta di pressione nel sistema (*Stewart et al., 1999*).

2.1.7. Fattori che influenzano le rotture delle condotte

Il primo passo nella comprensione dei processi di rottura delle condotte acquedottistiche è quello di analizzare i fattori che contribuiscono alle rotture.

Le condotte idriche sono esposte ad una varietà di fattori fisici, chimici, fattori di carichi nel loro ambiente operativo (*Boxall et al., 2007*).

Questi fattori influenzano la rottura e il tasso di deterioramento della rete idrica. *Kleiner e Rajani* (2001) riferiscono che questi fattori includono caratteristiche operative, ambientali e fisiche.

Inoltre, *Best Practices* (2003b) ha classificato i fattori che contribuiscono al deterioramento delle condotte idriche in 3 gruppi. Le rotture sulle condotte acquedottistiche sono causate quando e dove il carico sulla condotta supera la resistenza del tubo (cioè la capacità di resistere al carico).

Tali fattori causali sono stati investigati in molti studi precedenti da un certo numero di autori (ad esempio *Morris*, 1967; *Shamir e Howard*, 1979; *O'Day e Kelly*, 1982; *Goulter e Kazemi*, 1988).

Diversi fattori quali l'età della condotta, il materiale, il diametro, i parametri del terreno, i cambiamenti climatici, la pressione nel sistema e il tipo di ambiente della condotta sono i principali fattori che influenzano la frequenza di rottura della condotta del sistema di alimentazione più generalmente inteso.

Makar et al. (2001) hanno lavorato sulle cause di rottura delle condotte in ghisa grigia. Essi hanno dimostrato che la corrosione, i difetti di fabbricazione, gli errori umani e inattesi, i livelli di carico sul tubo svolgono il ruolo di generare un gran numero di guasti che si verificano ogni anno.

Morris (1967) ha proposto una serie di possibili cause delle rotture delle tubazioni adibite al trasporto dell'acqua, ma ha anche sottolineato che “la causa di interruzione delle condotte non può sempre essere accertata immediatamente”.

La maggior parte del tempo nelle analisi di rottura è speso per comprendere la causa principale di riduzione della resistenza strutturale della condotta.

In effetti, la rottura di una condotta è spesso il risultato di forze interagenti. Per esempio, il processo di corrosione può indebolire una condotta fino al punto in cui una pressione eccessiva (interna o esterna) sarà causa di rottura.

Nel complesso, le variabili più importanti che descrivono il deterioramento strutturale di reti idriche possono essere raggruppate in quattro categorie (*Aslani*, 2003) come mostrato nella successiva figura 2.3 (in particolare le precedenti verranno richiamate nei capitoli successivi):

* Structural or physical variables,	* Internal or hydraulic variables,
* External or environmental variables,	* Operational or maintenance variables,

Table 1.1 provides a more extensive list of factors that contribute to pipe failure.

Table 1.1 Pipeline failures factors

Structural / Physical Indicators	Environmental / External Indicators	Hydraulic/ Internal Indicators	Operational / Maintenance Indicators
Aging water lines	Traffic loading	Higher operating pressure	Poor quality materials and fittings
Number of previous breaks	External corrosion	Transit condition	Quality of installation and workmanship
---	Forest and cold weather	Internal corrosion	Third-Party Damage

Figura 2.3 Variabili che influenzano il deterioramento strutturale (*Aslani*, 2003)

2.1.8. Indicatori ambientali

Molto spesso la rottura del tubo è causata da una combinazione di alcune forze ambientali che possono essere indotte da una serie di fonti diverse, come l'interazione del sistema suolo-tubo, il traffico o il clima.

Differenti condizioni ambientali provocano un deterioramento del tubo a parità di tasso di rottura.

I seguenti indicatori ambientali sono stati individuati in quanto rappresentano molte delle criticità ambientali che provocano rotture e che si ritrovano spesso negli studi della letteratura tematica di settore. In effetti, il tipo di suolo, l'umidità del terreno, la presenza di acque sotterranee, il recupero del materiale di trincea, il letto di posa possono ricadere in questo gruppo (*Best practices*, 2003b).

2.1.8.1. Condizioni del terreno

Sollecitazioni che conducono alla rottura del tubo possono essere indotte a causa di movimenti del terreno (*Lackington*, 1980; *Pascal e Revol*, 1994; *Skipworth et al.*, 2002).

Pascal (1994) cita una stima che un quarto della rete di alimentazione del Regno Unito è stata posta in un terreno altamente aggressivo e/o in un terreno espansivo e che vi era una forte evidenza che gli scoppi del tubo erano causati dalla corrosione e la frattura correlata ai fattori del suolo.

In uno studio su tubi in ghisa, *Tsui e Judd* (1991) hanno riportato che il 30% delle rotture della rete sono avvenute a causa della corrosione, e che la maggior parte è avvenuta in terreni altamente aggressivi con prevalenti caratteristiche legate a fenomeni di restringimento/rigonfiamento.

Jarvis e Hedges (1994) hanno concluso che le mappe di corrosività del suolo forniscono una solida base per il partizionamento delle condotte in aree contraddistinte da un medesimo rischio di corrosione, e *Grau* (1991) fornisce rapporti mondiali dell'uso delle mappe del suolo per evidenziare le aree di rischio con più elevati scoppi.

È utile notare che tutti questi studi sembrano aver considerato le proprietà del suolo rispetto al tasso di scoppio (*burst rate*) isolandole dalle altre possibili variabili esplicative.

Francis (1994) ha esaminato il movimento del terreno che provoca scoppi e lo ha associato con il carico da traffico.

Tuttavia *Pascal e Revol* (1994) riportano che non vi era alcuna associazione tra gli scoppi, il carico da traffico o la posizione delle condotte, e *Marshall* (1999) ha riportato che la risposta (la risposta della condotta al carico dinamico del traffico), era di tipo elastico, senza aumento permanente della pressione esterna sul tubo.

2.1.8.2. Carico da traffico

La ricerca europea ha dimostrato che gli effetti del carico e l'alta vibrazione causata dal transito di camion pesanti possano essere un fattore importante che influisce sulle condotte interrato e conseguentemente sulle rotture del tubo.

Nell'approccio Failnet, il traffico viene preso in considerazione come una variabile qualitativa secondo il numero di veicoli all'ora o il tipo di strada.

Questa analisi ha mostrato che i tassi di rottura aumentano con il carico del traffico.

Davies et al. (2001a-b) hanno considerato il carico da traffico come un parametro che influisce sul deterioramento strutturale degli specchi fognari rigidi (*Moselphi et al.* 2000).

Hanno applicato una regressione logistica per esaminare la condizione del sistema fognario e hanno utilizzato cinque categorie nominali per carico da traffico:

- (0) strada urbana;
- (1) strada principale;
- (2) strada secondaria (light road);
- (3) sentiero pedonale/puntuale;
- (4) altro.

Lo studio ha suggerito che la posizione dello specchio fognario è una variabile importante nella valutazione del rischio di collasso della fogna.

Francis (1994) ha suggerito che il movimento del terreno che causa scoppi è stato associato al carico di traffico. Invece, *Pascal e Revol* (1994) riportano che non vi era alcuna associazione tra scoppi, carico di traffico o le posizioni dei tubi.

Inoltre, *Eisenbeis* (1994, 2000) ha usato l'uso del suolo sopra il tubo (cioè senza traffico, traffico pesante), come variabile nei modelli di rottura.

2.1.8.3. Corrosione esterna

La probabilità di rottura per corrosione esterna è funzione delle proprietà del terreno circostante come resistività, pH, la presenza di solfato, influenza microbiologica, nonché la temperatura, tipo e condizioni di rivestimento (*Garry*, 2000).

Tuttavia, gli effetti reali di questi fattori del terreno sul tasso di corrosione esterna delle condotte idriche non sono ben compresi. Lavori precedenti sulla corrosione delle condotte acquedottistiche hanno avuto successo nel correlare il tasso di corrosione esterna a specifiche proprietà del terreno (*O'Day*, 1982). Di conseguenza, diversi approcci meccanicistici sono stati usati per il modello di corrosione (*Romanoff*, 1964; *Rossum*, 1969; *Kumar et al.*, 1987). Per modellare la variazione di profondità del buco (*pit depth*) con le caratteristiche del suolo, con il tempo e l'età, *Rossum* (1969) ha sviluppato un insieme di equazioni. L'equazione di *Rossum* per la profondità del buco (*pit depth*) aveva la forma:

$$p = f(\text{soil parameters}) \cdot \text{time} \cdot \left[\frac{(10 - \text{PH})}{\text{soil resistivity}} \right]^N \quad (2.1)$$

dove:

p è la profondità del buco;

N è un parametro.

Le sue equazioni sono in parte basate su un vasto data-base del National Bureau of Standards (NBS). Un'analisi di N.B.S. ha portato ad un'equazione nella forma:

$$p = K \cdot (T)^n \quad (2.2)$$

dove:

p è il più profondo dei buchi al tempo T;

k, n sono dei parametri.

I valori dei parametri k ed n sono stati forniti per 47 gruppi diversi di suolo. Successivamente, *Rossum* (1969) ha utilizzato questi risultati per sviluppare le sue equazioni.

2.1.8.4. Condizioni meteorologiche estreme

Le principali rotture presentano una elevata probabilità di verificarsi in condizioni climatiche estreme. Il clima rigido è il tempo più comune in cui si sviluppano le principali rotture, quando sia la temperatura dell'aria sia dell'acqua contribuiscono alle rotture.

Il caldo, il tempo asciutto sono il secondo momento più frequente. Gli spostamenti del terreno e un incremento dei volumi e delle pressioni possono sollecitare la rete idrica.

Kleiner e Rajani (1999) fornirono molti riferimenti e riportarono molte osservazioni sulla influenza della temperatura e dell'umidità del terreno sulla frequenza delle rotture delle condotte idriche.

Rajani et al. (1996) hanno dimostrato che i cambiamenti di temperatura differenziale tra tubo e terreno, e anche il restringimento del terreno dovuto a bassi livelli di umidità sviluppano tensioni sul tubo. L'elevata frequenza di rottura delle condotte idriche durante l'inverno è stata attribuita ad un aumento dei carichi del terreno che viene ad esercitarsi sulle tubazioni interrato, come i carichi da

gelo. Le temperature fredde spesso guidano il gelo più profondamente nel terreno, incrementando le rotture. Poiché la temperatura del tubo diminuisce durante l'inverno, i tubi tendono a contrarsi.

In questo processo, si sviluppano tensioni di trazione sul tubo poiché la deformazione del tubo è impedita dal terreno circostante.

Sebbene le sollecitazioni di compressione siano caratteristiche della stagione, i tubi sono più soggetti a rotture durante l'inverno in quanto tubi con difetti o imperfezioni sono molto più deboli in trazione che in compressione.

L'esperienza degli Enti Gestori su condotte in ghisa, in genere, denuncia un aumento delle rotture sulle condotte principali con le temperature da congelamento.

Sebbene anche i tubi in plastica siano interessati da una variazione di temperatura a causa del loro elevato coefficiente di dilatazione termica, il problema si presenta con minore entità essendo ridotto dalla flessibilità del tubo; i fenomeni di interesse discussi qui in generale sono caratterizzanti le rotture delle condotte metalliche.

Cohen e Fielding (1979) forniscono una formula semplificata per la determinazione della profondità del gelo nel terreno in funzione dell'indice di congelamento. Essi, inoltre, sviluppano una modifica dell'equazione di *Boussinesq* in relazione al carico da gelo previsto con la profondità del gelo. I risultati ottenuti dall'equazione di *Boussinesq* modificata rispettano molto bene le misurazioni effettuate sul campo.

Rajani e Zhan (1996) hanno descritto la meccanica e le circostanze che portano alla generazione di carichi da gelo. Essi hanno dimostrato che il suolo secco (escluso il caso dopo una stagione estremamente secca) ha bassa capacità termica latente e quindi conduce ad una più profonda penetrazione il gelo.

Inoltre, *Ahn et al.* (2005) hanno riferito che il numero di rotture sulle condotte aumentarono drammaticamente a causa di una ondata di freddo che si registrò il 15 gennaio 2001 a Seoul.

2.1.9. Indicatori strutturali

Il secondo gruppo di variabili e i relativi parametri sono il risultato delle condizioni strutturali.

Infatti, la rottura di una condotta è direttamente correlata alla sua condizione fisica/strutturale (*Stephens et al.*, 2003).

Pertanto, l'indicazione della condizione fisica delle condotte è un contributo importante ai modelli di deterioramento. Sfortunatamente, a causa della mancanza di dati di campionamento, le informazioni dirette sulla condizione fisica delle condotte idriche sono limitate.

In Europa e negli Stati Uniti, c'è stata molta ricerca sui fattori strutturali che contribuiscono alla rottura della tubazione.

Di seguito sono riportati due degli indicatori più importanti che sono stati considerati nella letteratura.

2.1.9.1. L'invecchiamento delle condotte

Nei sistemi di distribuzione e adduzione dell'acqua, i livelli di insuccesso aumentano con l'età (WSAA, 1998).

Ma alcuni studi precedenti, *O'Day et al.* (1982), e *Ciottoni* (1985) hanno presentato che il tasso di rottura della condotta non era così fortemente correlato all'età del tubo come previsto.

Boxall et al. (2007) hanno suggerito che la sola età è un indicatore scarso della necessità di sostituzione del tubo o della sua riabilitazione.

Inoltre, la ricerca europea ha anche dimostrato che l'età di un tubo è un indicatore abbastanza buono per le rotture che si verificano nelle tubazioni di trasporto ed allontanamento delle acque reflue. *Herbert* (1994) ha rilevato l'utilità dell'età quando conosciuta, ma ha concluso che deve essere combinata con la conoscenza della condizione della rete e dei suoi punti deboli per consentire una valutazione accurata.

Sebbene questi studi ed altri fanno notare che l'età da sola è un povero indicatore della probabilità di rottura del tubo, alcuni studi hanno riportato, invece, una diretta associazione tra l'età e il tasso di rottura.

Ad esempio, *Kettler e Goulter* (1985) hanno trovato una forte correlazione tra l'età di tubi principali in cemento amianto e tasso di rottura, e *Pascal e Revol* (1994) hanno trovato che il numero di rotture di tubazioni in ghisa aumenta con l'età.

2.1.9.2. Numero di rotture precedenti

Una iniziale condizione strutturale del tubo può essere rappresentata dal precedente numero di rotture. Molti ricercatori (*Eisenbeis*, 1994; *Gustafson & Clancy*, 1999) hanno dimostrato che il modello di rottura dipende fortemente dal numero di rotture precedenti che i tubi hanno sperimentato.

Una ricerca negli Stati Uniti (*Clark et al.*, 1999) ha dimostrato che in generale, ogni volta che un tubo è riparato, il tempo per la riparazione successiva è sempre più breve.

Inoltre, hanno scoperto che dopo il primo guasto, il numero di eventi di guasto aumenta esponenzialmente nel tempo utilizzando tecniche di regressione.

Analogamente in un studio limitato a tubi di diametro superiore a 200 mm, *Andreou e Marks* (1987) mostrano che il tempo con cui si presenta una nuova rottura diminuisce per ogni rottura già avvenuta. Il risultato di queste analisi ha mostrato che il tasso di deterioramento era maggiore per tubi in condizioni strutturali iniziali povere.

Goulter et al. (1988, 1993) hanno dimostrato che la probabilità di rottura delle condotte idriche si verifica in un più breve tempo e a breve distanza dal fallimento precedente.

Questo studio ha misurato il raggruppamento, o cluster, di guasti in base alla distanza e al tempo del fallimento successivo.

Si era scoperto che l'aumento della durata e della distanza che definisce le dimensioni su cui il cluster si è basato, non aveva causato un aumento proporzionale in termini di numero di guasti che si è verificato in quel cluster.

2.1.10. Indicatori idraulici

2.1.10.1. Pressioni di esercizio più elevate

Un tubo interrato ha una forza intrinseca destinata a resistere alle forze interne ed esterne: carico del terreno e pressione interna.

La capacità di un tubo di resistere alle sollecitazioni indotte dalla pressione interna è una funzione della resistenza a trazione del materiale e dello spessore della parete (*Skipworth et al.*, 2002).

Come il tubo si deteriora con l'età, la resistenza del tubo si riduce; il che rende le condotte sempre più vulnerabili ai carichi che alla fine superano il valore residuo della resistenza della condotta.

Va notato, tuttavia, che quando diminuisce il valore limite del carico al quale la condotta si rompe, soltanto una riduzione della pressione aumenterà la vita della tubazione, per un periodo limitato, e questo ritarderà la rottura del tubo, ma non eliminerà il suo evento (*Moglia et al.*, 2006).

Lambert (1998) ha riportato che la pressione elevata è probabilmente il fattore più importante nelle rotture delle condotte.

Specialmente nei sistemi più vecchi, un aumento della pressione anche di alcuni metri, può provocare un gran numero di scoppi.

Moglia et al. (2006) hanno utilizzato il modello statistico di Poisson non omogeneo per la previsione delle rotture delle condotte con la pressione come una delle covariate.

Ciò significa che la rottura stimata e predetta di un'assegnata condotta cambierà al variare della pressione. Questa svolta consente di indagare anche i probabili effetti di riduzione della pressione di esercizio in un tubo o in una certa regione nella tubazione, ad esempio una zona di pressione.

2.1.10.2. Condizioni transitorie

Durante il periodo di esercizio, le condotte idriche raramente operano in condizioni stabili.

Qualsiasi variazione della velocità del flusso dell'acqua in una tubazione provoca fluttuazione di pressione (colpo d'ariete). Più grande è la variazione di velocità e più rapidi saranno anche i cambiamenti di pressione.

Tuttavia, l'interruzione veloce del flusso ad alta velocità può causare fenomeni oscillatori e ondulatori pericolosi di alta/bassa pressione, il superamento dei limiti di funzionamento sicuro dell'impianto. L'instaurarsi della pressione atmosferica durante i fenomeni comuni dell'oscillazione della pressione, può danneggiare la tubazione per cavitazione e provocare il collasso del tubo a causa della pressione esterna. I picchi massimi di pressione possono verificarsi in seguito alla chiusura o apertura repentina di valvole per operazioni sulla rete.

Questi picchi possono essere uno dei fattori di clustering delle rotture, come le valvole quando sono chiuse e aperte durante le attività di riparazione (*Røstum*, 2000).

Inoltre, il rapido riempimento delle condotte crea il potenziale problema causato dall'intrappolamento di bolle d'aria all'interno dei tubi.

Questi includono fenomeni di colpo d'ariete causati dalla rapida esplosione di sacche d'aria (*Whily e Streeter*, 1993).

Nel periodo estivo, a causa di un aumento della domanda e aumento della pressione in rete, tipicamente si verificano interruzioni di rete. Nel 2004, *Sinske* prese in considerazione formazioni di tasche d'aria come causa di guasto sulla rete idrica sulla base di sette diversi tipi di formazioni delle tasche d'aria.

2.1.10.3. Corrosione interna

Le reti di distribuzione e adduzione, in generale le reti di approvvigionamento idrico, sono soggette a corrodarsi anche dall'interno come conseguenza del contatto con il fluido trasportato.

La corrosione interna genera preoccupazione perché indebolisce il tubo e aumenta il rischio di rottura, nonché aumenta i depositi di ruggine che possono intasare e ridurre la sezione trasversale del tubo. L'entità della corrosione interna dipende non solo dal tipo di materiale usato per costruire il tubo ma dipende anche dalle caratteristiche dell'acqua (ad esempio pH, alcalinità, batteri e contenuto di ossigeno).

Strumenti come le curve *Baylis* e la formula di *Langelier* sono stati sviluppati per poter essere usati per determinare se nel tempo l'acqua risulterà corrosiva per la condotta (*Garry*, 2000).

Altri studi sono stati condotti in termini di qualità delle acque associate al tipo di degradazione (*Benjamin et al.*, 1996). In generale non ci sono abbastanza studi sulle rotture dei sistemi di distribuzione idrica associati alla corrosione interna (*McDade et al.*, 2001).

2.1.11. Indicatori operativi

Oltre alle variabili ambientali, idrauliche e strutturali, devono necessariamente essere considerati anche gli aspetti operativi quali errori umani, bassi standard di produzione dei tubi, controllo inadeguato durante il processo di produzione. L'utilizzo di materiali di partenza scadenti è anche uno dei fattori importanti per l'insorgere di perdite dalle condotte idriche.

2.1.11.1. Materiali e accessori di scarsa qualità

La qualità dei materiali sia del tubo sia i raccordi (accessori) è un fattore importante che potrebbe aumentare la probabilità di rotture. Controlli di scarsa qualità durante la produzione dei tubi e utilizzando inizialmente anche materiali impropri hanno generato questo problema.

Le varie tipologie di difetti possono verificarsi anche durante il processo di fabbricazione del tubo.

Makar et al. (2001) dopo una indagine di tre anni da parte del National Research Council Canada, hanno riscontrato che in aggiunta alla corrosione, i difetti di fabbricazione e gli errori umani giocano un ruolo chiave nel grande numero di rotture registrate su tubazioni in ghisa grigia.

2.1.11.2. Stoccaggi e depositi non opportuni e pratiche di trasporto

La rottura è causata anche dalla degradazione legata all'azione dei raggi ultravioletti UV che indeboliscono il tubo, causata a sua volta da cattive pratiche di stoccaggio e deposito (OMS, 2001).

Quando le tubazioni in plastica sono esposte a lungo termine ai raggi ultravioletti (UV), alla luce del sole, risentono di danni superficiali.

Secondo la specifica ASTM, se la condotta di plastica è stoccata all'aperto, si può richiedere una protezione dagli agenti atmosferici in conformità con le istruzioni del produttore. E in climi caldi, la copertura dovrebbe consentire all'aria la circolazione dentro e intorno al tubo.

In generale, una condotta metallica, non è vulnerabile agli effetti dell'esposizione alla luce del sole o agli agenti atmosferici. Inoltre, se i tubi non sono caricati e disposti adeguatamente prima di essere trasportati per lunghe distanze, possono verificarsi crepe a causa di un fenomeno chiamato << *transit fatigue* >>.

2.1.11.3. Transit fatigue

La fatica da transito si verifica quando il tubo si flette in un certo modo più volte per lunghi periodi di tempo durante il trasporto, con conseguente rottura della parete del tubo.

Per fortuna, questi difetti sono tipicamente scoperti durante la prova di pressione idrostatica che si verifica prima che l'acquedotto o la condotta possa essere messa in servizio; tuttavia, alcuni possono rimanere e crescere durante i cicli di pressione a cui le condotte sono sottoposte fino a presentarsi sotto forma di vera e propria rottura.

2.1.11.4. Qualità di installazione e di lavorazione

L'errore umano gioca un ruolo non secondario nel gran numero di rotture che si verificano sulle condotte ogni anno. Partendo con un progetto appropriato, ci sono diverse pratiche durante e dopo la costruzione che possono contribuire alla rottura del sistema di tubazioni (*Karney, 1992*).

Trasporti, movimenti e tecniche di installazione non eccellenti possono promuovere la corrosione per poi essere seguiti dalla rottura della condotta.

Anche il rivestimento accidentalmente lesionato contribuisce ad avviare il processo di corrosione.

Un'altra possibile causa di rottura può talvolta essere legata alla sua installazione (*Boxall et al.*, 2007). Il controllo della scelta e del posizionamento di un adeguato letto di posa, può, a sua volta, contribuire ad accelerare i processi di rottura.

Anche questo elemento è certamente da classificare tra gli errori umani.

2.1.11.5. Attività ad opera di terzi

Un'altra possibile causa di rottura è un danno ad opera di terzi (scavo nelle vicinanze).

Gli scavi in prossimità di tubazioni possono disturbare direttamente o indirettamente la condotta. Nel caso indiretto, disturbano le condizioni iniziali del letto di posa, nel caso diretto colpiscono la condotta, con conseguente rottura del tubo.

Ad esempio, la ricerca nel Regno Unito (WRc, 2001) mostra che i lavori eseguiti sui servizi adiacenti (ad esempio, gas, energia elettrica) possono causare rottura del tubo.

La gamma di danni da scavo produce lesioni al rivestimento esterno del tubo, che può condurre ad una corrosione accelerata e al potenziale fallimento futuro; può tranciare direttamente la linea e causare perdite o, in alcuni casi, fallimenti catastrofici ed ingenti.

Soprattutto, l'assenza di mappe di utilità aumenta il tasso di rottura da operazioni di scavo.

I modelli di rottura generati da attività ad opera di terzi tengono conto di fattori come: il diametro della tubazione, lo spessore delle pareti, la posizione e la profondità di posa (*Mather*, 2001).

I risultati di ricerche precedenti hanno dimostrato che maggiore è la profondità di posa di una condotta, meno probabilmente la stessa potrà essere colpita da attività di terzi.

In un altro lavoro, *Greenwood* (2002) ha valutato il rapporto tra gli incidenti sulle condotte distributrici del gas causate da interferenze di terzi e dallo spessore della parete. Gli spessori più piccoli sono correlati alle frequenze di guasti più alte.

2.1.12. Altri fattori

L'analisi delle rotture delle condotte acquedottistiche dovrebbe considerare anche altri fattori che possono influenzare il tasso di rottura. Alcuni di essi dovrebbero essere ricercati in elementi di natura gestionale, e nelle politiche di manutenzione.

2.1.13. Modalità di rottura delle condotte acquedottistiche

O'Day et al. (1982) hanno classificato i tipi di rottura delle condotte acquedottistiche in tre categorie:

- (1) rotture *circonferenziali*, causate da sollecitazioni longitudinali;
- (2) rotture *longitudinali*, causate da sollecitazioni trasversali (circonferenziali);
- (3) *<<split bell>>*, causato da sollecitazioni trasversali sul giunto della condotta.

La classificazione può essere integrata da ulteriori tipologie di rotture, buchi a causa della corrosione (*Rajani e Kleiner*, 2001).

Makar et al. (2001) hanno studiato le modalità e i meccanismi di guasto in tubi di ghisa grigia. Essi evidenziano una serie di modalità e di cause di guasti di tubi che sono stati riscontrati durante le indagini condotte per tre anni dal National Research Council Canada.

In generale, è importante che il tipo di difetto sia identificato opportunamente in modo che la procedura più corretta di riparazione possa essere intrapresa.

Nei seguenti paragrafi verranno spiegate i principali tipi di rottura.

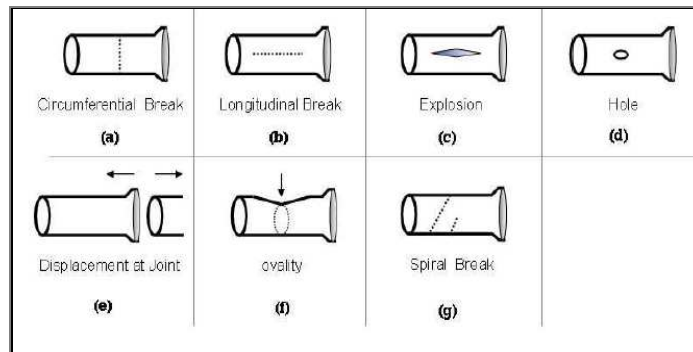


Figura 2.4 Common failure modes for water pipelines in study area

2.1.13.1. Rottura circonferenziale

Fenditure circolari o circonferenziali (fig.2.4 (a)) sono in genere causate da forze di flessione applicate al tubo. Lo stress da curvatura è spesso il risultato del movimento del suolo, della contrazione termica o da interferenze ad opera di terzi (*Misiunas, 2005*).

La rottura circonferenziale è la modalità di fallimento più comune per le condotte di diametro più piccolo in ghisa (grigia).

Nel 2005, *Hu & Hubble* hanno presentato statistiche di rotture sulle condotte idriche in cemento amianto della città di Regina in Canada.

Le rotture circonferenziali si sono dimostrate la modalità di guasto predominante circa il 90,9% di tutti i guasti dei tubi.

Le interruzioni di natura circonferenziale dovute a sollecitazioni longitudinali sono tipicamente il risultato di uno o più dei seguenti eventi:

- (1) la contrazione termica (a causa della bassa temperatura dell'acqua nel tubo o dell'ambiente in cui si trova il tubo);
- (2) la flessione (*beam failure*) a causa del movimento differenziale del terreno (in particolare nei terreni argillosi) o grandi vuoti nel letto di posa del tubo vicino al tubo (derivante da perdite);
- (3) pratiche inadeguate di realizzazione della trincea e del letto di posa;
- (4) rotture ad opera di terzi.

Il contributo della pressione interna alle sollecitazioni longitudinali sul tubo, anche se piccola, può aumentare il rischio di rotture circonferenziali quando si verificano simultaneamente con una o più delle altre fonti di stress (*Rajani e Kleiner, 2001*).

2.1.13.2. Rotture longitudinali

Le fessurazioni longitudinali o scissioni (fig.2.4(b)) sono più comuni nei tubi di grande diametro; le fessurazioni si estendono per buona parte o per tutta la lunghezza dei tubi.

Le rotture longitudinali sono tipicamente dovute a sollecitazioni trasversali e sono il risultato di uno o più dei seguenti fattori:

- (1) tensione circolare a causa della pressione nel tubo;
- (2) tensione anulare dovuta al carico del terreno di copertura;
- (3) tensione anulare dovuta a carichi dinamici prodotti dal traffico;

- (4) incremento delle tensioni anulari derivanti dai carichi da gelo (il gelo penetrando nel terreno provoca l'aumento del volume dell'acqua interstiziale contenuta nel terreno sotto forma di umidità) (*Rajani et al.*, 1996; *Kleiner*, 2001).

Kottmann (1994) riportò casi di rotture longitudinali su condotte di grande diametro in ghisa grigia, cemento amianto e in pvc a bassa pressione come conseguenza di formazioni di tasche d'aria in condizioni di temperature elevate.

2.1.13.3. Rottura a spirale

Questo tipo di rottura sembra essere comune sui tubi di medie dimensioni (circa 400-500 mm di diametro). La rottura inizia come una fessura circonferenziale, ma poi a partire dalla sezione del tubo lesionata, la crepa si propaga su tutta la canna del tubo con un andamento a spirale (fig.2. 4(g)).



Figura 2.5 Spiral breaks on cast iron in study area (closely inspection)

La figura 2.5 mostra una vista in sezione del tubo, con il bordo destro della sezione che mostra una superficie di frattura arrugginita.

La frattura a spirale sembra avvenire come una forma di transizione tra le fenditure circolari su tubi di piccole dimensioni sollecitati a flessione e la fessurazione longitudinale vista in tubi di grande diametro. Mentre alcune fratture a spirale sono state associate con i picchi di pressione, il tubo mostrato qui si è rotto in condizioni di servizio normale a causa di difetti di fabbricazione.

Nel lavoro di *Makar et al.* (2001) su tubi di ghisa grigia, con diametri di media dimensione (380-500 mm) si è sperimentata un'unica modalità di guasto dove la crepa nel tubo sembra iniziare in modo circonferenziale e poi si propaga lungo la lunghezza del tubo in un modo a spirale.

Questo tipo di guasto è stato visto a Des Moines, St. Louis e Ottawa. Nei due casi precedenti i fallimenti sono stati associati con picchi di pressione. L'aspetto di questo tipo di guasto suggerisce che il guasto è prodotto da una combinazione di forze di flessione e pressione interna.

2.1.13.4. Rotture da foratura (hole)

Nel 2001, *Makar* ha riportato rotture da foratura a causa della corrosione nelle condotte idriche di metallo (pitting). Un non corretto riempimento della trincea di scavo con materiale appropriato può innescare rotture da foratura.

Se il materiale disposto intorno alla superficie laterale del tubo è costituito da rocce o pietre appuntite, esse possono incidere il film di rivestimento della condotta e generare l'innescò di processi di corrosione puntuale (fig. 2.4(d)).

2.1.13.5. Spostamento del giunto

Lo spostamento in corrispondenza dei giunti (fig. 4(e)) o la rottura del giunto è il più comune difetto che si riscontra durante l'analisi delle rotture dei sistemi di distribuzione idrica.

Come riportato da diversi autori, i giunti dei tubi si rompono attraverso l'azione combinata della corrosione agente sul tubo, del movimento del terreno, di pessime pratiche di assemblaggio, della pressione dell'acqua (*Rajani, 1999; Rajani, 2000; Makar et al, 2001; AWWAFR, 2000; Hau et al., 2005*).

I loro studi hanno dimostrato che i giunti rigidi in sistemi di condotte invecchiati, sono particolarmente suscettibili di danni dovuti a movimenti del terreno.

Una lunga durata e una buona prestazione per le tubazioni può essere ottenuta attraverso un'accurata manutenzione ed installazione.

De Silva et al. (2001) esamina la condizione di giunti in alcune città dell'Australia appartenenti a reti idriche e a sistemi fognari con oltre 25 anni di servizio. Classificano i tipi di giunti per tipologia di sistema e di condotta, nonché i modi di guasto e prendendo a riferimento due materiali: fibrocemento e ghisa grigia.

2.1.13.6. La deformazione ellittica

A causa della loro flessibilità, i tubi in polietilene sepolti possono deformarsi leggermente sotto l'azione dei carichi del terreno e altri carichi ed assumere una forma un pò ellittica ed ovalizzata.

Tale forma presenta un diametro orizzontale leggermente aumentato e un diametro verticale corrispondentemente ridotto (fig. 4(f)).

La deformazione ellittica (ovalizzazione) aumenta la probabilità di rottura della tubazione.

In pratica, questo fenomeno non può essere considerato trascurabile quando si parla di rotture di condotte. A causa di *crews errors* e di controlli inadeguati nelle procedure di costruzione, la stabilità geometrica andrà persa.

2.1.14. La gestione del ciclo delle rotture

Da quando le rotture delle condotte sono diventate un evento abbastanza comune nei sistemi di approvvigionamento idrico urbano, la gestione dei guasti è una parte fondamentale del funzionamento quotidiano delle condotte e delle reti di condotte (*Misiunas, 2005*).

Tuttavia, il numero di tecniche di gestione delle rotture delle condotte, attualmente praticate dall'industria dell'acqua non è molto grande (*Malandain et al., 1998*).

Al contrario, una serie di metodologie sono state descritte in letteratura, indicando il loro chiaro interesse in campo applicativo. In base ai tempi delle attività di gestione delle rotture rispetto alle stesse rotture, due tipi di strategie di gestione delle rotture delle condotte possono essere definite:

- gestione pro-attiva delle rotture: quando le decisioni di riparazione/sostituzione del tubo avvengono prima dell'evento di guasto per evitare il fallimento;
- gestione dei guasti re-attiva, quando la riparazione/sostituzione è eseguita solo dopo che il guasto si è verificato.

Kleiner et al. (2000) descrivono la gestione del ciclo di rottura di una condotta (o una rete) mettendo a fuoco la gestione di tipo pro-attiva.

Un ciclo di gestione dei guasti può essere costituito anche da parti sia proattive che reattive come mostrato in figura 2.6.

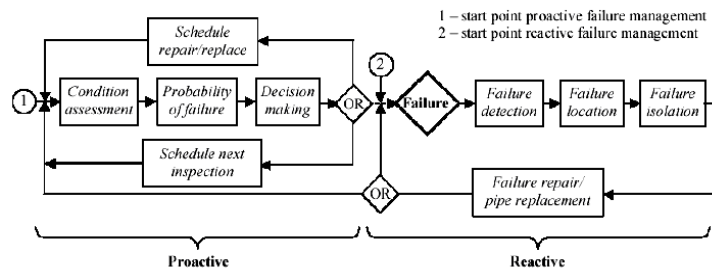


Figura 2.6 The pipe failure management cycle (Misiunas, 2005)

2.1.14.1. La gestione proattiva delle rotture

Nella gestione proattiva delle rotture, la sequenza inizia al punto 1 di fig. 2.6. La valutazione della condizione è una tecnica proattiva che viene utilizzata per valutare lo stato corrente del tubo (Misiunas, 2005). I risultati ottenuti dalla valutazione delle condizioni vengono quindi utilizzati per stimare la probabilità di guasto o la vita residua del tubo.

A seconda della valutazione del rischio di rottura, viene presa la decisione se il tubo deve essere riparato/sostituito/riabilitato.

Il tempo di recupero può essere programmato a breve e lungo termine. In alternativa, è impostato il tempo del controllo successivo (di valutazione delle condizioni).

La gestione dei guasti proattiva è una parte di una più complessa attività di riabilitazione e strategia di pianificazione. Una delle sfide principali nel processo di riabilitazione è la pianificazione, cioè la comprensione del processo di deterioramento del tubo. Idealmente, se la gestione dei guasti proattiva è efficiente, tutti gli incidenti sui tubi dovrebbero essere evitati. Tuttavia, nel caso si verifichi una rottura su di un tubo, devono essere prese misure reattive.

2.1.14.2. La gestione dei guasti reattiva

Se la gestione proattiva delle rotture del tubo non è implementata, uno schema di gestione reattiva deve seguire il punto 2 in fig. 2.6.

Approcci reattivi sono abbastanza semplici in quanto un Ente Gestore interviene sul sistema o sulla condotta solo quando si rompe o solo quando non riesce a soddisfare determinati requisiti di prestazioni, come il carico idraulico in un nodo (cioè, individua una rottura, zone di bassa pressione, o una perdita eccessiva) e quando non riesce a soddisfare verifiche legate alla qualità delle acque (ad esempio, ruggine eccessiva nell'acqua distribuita).

Come primo passo nella logica di gestione reattiva, deve essere rilevata la rottura. Dopo di che, deve essere identificata la posizione attuale del guasto e la sezione danneggiata della condotta/rete deve essere isolata.

La riparazione del guasto o sostituzione del tubo rotto è l'ultimo passo del processo di gestione reattivo. Dopo la riparazione o la sostituzione, la routine di gestione reattiva riconduce al punto iniziale della sequenza.

Il vantaggio di questo approccio è che una sezione di tubo realizza la propria vita economica completa. Lo svantaggio di questo approccio è che il costo di riparazione di un tubo dopo che si è rotto non è programmabile e non può essere risolto prima del guasto.

Oltre alla circostanza di un aumento dei costi diretti e di una riabilitazione non pianificata, ci possono essere altri costi indiretti dovuti alle interruzioni del servizio per i clienti, (*damages to co-located utilities*), danni a proprietà e interruzioni del traffico.

2.2. PARTE SECONDA: Quantificazione delle rotture delle condotte

In senso più generale, la misurazione è la base dell'analisi scientifica, e si trova dietro ogni approccio di indagine e di studio.

Una pianificazione efficace per il rinnovo dei sistemi di distribuzione idrica richiede la quantificazione accurata del deterioramento strutturale della rete.

Tuttavia, l'esplorazione del modello quantitativo è più significativa per gli Enti Gestori.

L'ispezione diretta di tutte le condotte idriche nelle reti di distribuzione è spesso eccessivamente laboriosa e costosa. L'applicazione di modelli fisici per valutare la resilienza strutturale di ogni singolo tubo inoltre, non è realistica e precisa nella maggior parte dei casi a causa di dati che sono raramente disponibili e sono molto costosi da ottenere.

L'utilizzo di metodi statistici per individuare modelli di rottura nel corso del tempo è un'alternativa efficiente ed economica per la misura del deterioramento strutturale delle condotte.

Tuttavia, in letteratura, la frequenza di rottura è stata espressa da un punto di vista discreto (numero di rotture) o da un punto di vista continuo (tasso di rottura).

2.2.1. Numero di rotture

Una serie di misure, come il numero di rotture della rete può essere utilizzata per monitorare la manutenzione sulla rete. *Røstum* (2000) utilizza, ad esempio, una simulazione di tipo Monte Carlo basata su una funzione di sopravvivenza per predire il numero atteso di rotture entro un dato orizzonte temporale. Nel 1998, è stata sviluppata un'altra ricerca di WSAA, attraverso l'applicazione del processo di Poisson per la predizione del numero di rotture future della rete idrica.

2.2.2. Il tasso di rottura e la probabilità di rottura delle condotte

É opportuno premettere, ricordando anche quanto esposto in altri punti della Tesi, che ci si riferisce unicamente alla "rottura" delle condotte, laddove in letteratura sovente si fa riferimento al più esteso concetto di "fallanza" delle condotte.

Molte delle definizioni che verranno date di seguito si riferiranno specificamente al fenomeno della rottura, ma in genere rispecchiano analoghe relazioni che in letteratura vengono fornite in riferimento al concetto di "fallanza".

É chiaro che ogni "rottura" è anche una "fallanza", ma che non avviene il contrario.

Pertanto una analisi effettuata indica che le "rotture" sono di gran lunga il fenomeno dominante fra tutti quelli che possono andare sotto la denominazione di "fallanze": in particolare una significativa ed importante percentuale delle "fallanze" è ascrivibile alla tipologia "rottura".

Le statistiche delle prestazioni delle condotte idriche sono tipicamente espresse in termini del numero di rotture per chilometro e per anno. L'equazione per calcolare un tasso di questo tipo può essere scritta come:

$$\Lambda = \frac{r}{L \cdot T} \quad (2.3)$$

dove:

r è il numero di rotture;

L è la lunghezza della rete o della condotta;

T è il periodo di osservazione.

La revisione della letteratura mostra che il tasso di rottura viene utilizzato in molti dei modelli proposti per la ottimizzazione della riabilitazione/sostituzione delle condotte idriche (Kaara, 1984; Smith, 1994; Kleiner, 1999).

Si quantifica di seguito il tasso di rottura in alcuni studi differenti. Il massimo tasso di rottura, come riportato nella tabella 2.1, per un Ente Gestore degli Stati Uniti è pari a (16,7/100 km/anno) che è significativamente molto più basso di quello riportato per un Ente Gestore dell'Australia (40/100 km/anno) e del Regno Unito (18,8/100 km/anno).

Secondo uno studio condotto presso il Consiglio Nazionale delle Ricerche (McDonald et al., 1994) prendendo a riferimento le rotture riportate ogni 100 chilometri e la percezione dei Gestori delle risorse idriche rispetto allo Stato Globale della Rete, i rapporti di 40 rotture all'anno e oltre per 100 km sono considerati alti ed indica una Rete in cattive condizioni.

Reti con Rapporti tra i 20 e 39 sono considerati in una condizione Accettabile, mentre il rapporto che indica meno di 20 ammetterebbe che la rete è in buone condizioni.

I valori di Λ pubblicati in letteratura spaziano da minimi dell'ordine di $2,24 \cdot 10^{-2}$ rotture/(km·anno) a massimi dell'ordine di $4,70 \cdot 10^{-1}$ rotture/(km·anno) (Guercio et al., 1995), (Su et al. 1987), (Cullinane, 1989), (O'Day, 1982) (indagini svolte su 14 città nord americane, la città di Sant Louis, Nottingham e Roma). Secondo Pelletier et al. (2003) si può ritenere che una rete sia in buone condizioni per $\Lambda \leq 0,2$, in condizioni accettabili per $0,2 < \Lambda < 0,4$ e in condizioni cattive per $\Lambda \geq 0,4$. Secondo Sundal (1997), il tasso di rottura è basso per $\Lambda \leq 0,08$, normale per $0,08 < \Lambda < 0,16$, alto per $0,16 < \Lambda < 0,28$, molto alto per $\Lambda \geq 0,28$.

Caso Studio	Tasso di Rottura (per 100 chilometri/anno)			
Germany	18			
Australia	35-44			
United States	16,7			
United Kingdom	18,8			
New York	5,6			
Lyon (France)	27,5			
Republic of Azerbaijan	2000	2001	2002	
(Azervodolkanal Association)	83	113	85	
Canada	2001	2002	2003	
(city of Kingston)	15	13,6	10,5	
Canada	Chicoutimi	Gatineau	Saint Georges	Calgary
(in four case study)	46	36	19	20
Canada	CI	DI	PVC	Steel
(in 21 cities)	35,9	9,5	0,7	5,8
Mosow	CI	DI	PVC	Steel
	10	15	33,4	11,3
Seoul City	192			
Iran (in average)	>200			

Tabella 2.1 Pipe failure rate for different case studies

Sources: Study by the WSAA, 2000-2001, CWWA, 1997; AWWAEF, 2000; Rajani et al., 1995; OECD, 2003.

2.2.3. L'applicazione comune del tasso di rottura è la previsione di esso

Una seconda modalità per rappresentare l'entità del rischio di rottura è quella di usare il concetto di probabilità di rottura p . Questo concetto prende in considerazione una condotta che, ad un certo istante della sua vita che sarà assunto come istante 0, risulti integra.

A questo punto chiamiamo p_1 la probabilità che questa condotta si rompa entro la prima unità di tempo successiva all'istante 0 nonché $p(t)$ la probabilità che essa si rompa entro il tempo generico t . Per omogeneità di rappresentazione considereremo l'anno come unità di tempo.

Una analisi basata sulla teoria delle probabilità [Brunone et al., 2009] indica che questa probabilità può essere ricavata a partire dal tasso di rottura precedentemente definito, e che precisamente risulta:

$$\begin{aligned} p(t) &= 1 - e^{-\beta t} \\ p_1 &= 1 - e^{-\beta} \\ \beta &= \Lambda \cdot L \end{aligned} \tag{2.4}$$

dove:

$p(t)$ probabilità che si determini una rottura nell'intervallo temporale compreso fra 0 e t ;

p_1 probabilità che si determini una rottura nell'intervallo temporale compreso fra 0 e 1;

β numero atteso di rotture per anno per la condotta considerata;

Λ numero atteso di rotture per anno e per unità di lunghezza della condotta considerata;

L lunghezza della condotta considerata.

Tra i due approcci, a parte la modalità di base utilizzata per la definizione del rischio, e a parte il fatto che sono del tutto riconducibili l'uno all'altro (almeno in questa formulazione ipersemplificata) esistono delle differenze pratiche nella possibile utilizzazione.

Il tasso di rottura è una grandezza che può essere applicata con maggiore generalità. Esso può essere applicato ad una condotta brevissima, ovvero ad una condotta lunghissima omogenea lungo la sua lunghezza (e se le due condotte hanno le stesse caratteristiche i due tassi di rottura saranno eguali fra di loro).

Il tasso di rottura inoltre può essere applicato anche ad un intero sistema, anche se disomogeneo, e in quel caso sarà in qualche modo un tasso di rottura medio fra quelli caratteristici delle varie condotte che costituiscono il sistema stesso, ma continua ad essere quella quantità tale che, moltiplicata per la lunghezza complessiva del sistema, fornisce l'indicazione del numero di rotture che mediamente ci si deve attendere durante un anno di esercizio (senza peraltro indicare dove si genereranno le rotture stesse). Sulla base delle precedenti precisazioni, il tasso di rottura complessivo risulta uno strumento potente ed affidabile affinché un gestore effettui una programmazione tecnica ed economica della gestione futura degli interventi per rottura e delle loro conseguenze in tutti i sensi.

La probabilità di rottura è una grandezza che può in pratica essere applicata unicamente ad una condotta non troppo lunga e generalmente dalle determinate caratteristiche. Se la condotta è molto lunga la probabilità di rottura si avvicina rapidamente all'unità (ma sempre rimanendone più bassa) in intervalli temporali brevissimi, perdendo di qualsiasi significato predittivo. Se si fa riferimento ad un sistema e al suo Λ medio, ancora di più l'avvicinamento progressivo all'unità della funzione $p(t)$ sarà rapido. Applicando tale formula condotta per condotta, si può effettuare una programmazione mirata della gestione, eventualmente provvedendo a controlli preventivi, sostituzioni preventive, o quant'altro, prima che lo scorrere del tempo porti il valore di $p(t)$ eccessivamente vicino all'unità (in pratica allorquando raggiunge un determinato valore prefissato in via previsionale).

Conseguentemente a quanto si è detto entrambi gli approcci vengono affrontati in letteratura tecnica e vengono, se del caso, attuati nella gestione degli acquedotti.

Le modalità di previsione dell'entità delle rotture sono, come si mostrerà di seguito, molto varie, ma in linea di massima esse tendono ad ispirarsi o al concetto di tasso di rottura (e in questi casi si parla di metodologie deterministiche) o al concetto di probabilità di rottura (e in questi casi si parla di metodologie probabilistiche).

Ci sono diversi e differenti approcci per prevedere i tassi di rottura e procedere a politiche di riabilitazione e di pianificazione di supporto, in genere incorporano una o tutte le seguenti tecniche di modellazione principali (Stone *et al.*, 2000):

- Metodi probabilistici o statistici: che stimano la condizione di un tubo, definita come la probabilità di guasto, sulla base di un'analisi statistica del rendimento storico (tasso di rottura o vita residua) dei tubi, in condizioni simili (operative o ambientali); i metodi statistici possono anche essere utilizzati per prevedere requisiti di sistema futuri ipotizzando che i modelli di rottura del passato continueranno anche nel futuro.
- Metodi deterministici: che identificano la soluzione migliore (per esempio, la data di sostituzione del tubo, analisi dei costi, etc.) basata non su probabilità, ma su una funzione delle condizioni iniziali del tubo e la comprensione di come si modificano le condizioni operative ambientali con il tempo.
- Metodi euristici: che consentono ai manager di applicare giudizi esperti e pesi ai criteri decisionali diversi e assegnare diverse priorità alla riabilitazione.

2.2.4. Approcci Modellistici delle Rotture Acquedottistiche

La capacità di prevedere la probabilità di guasto (eventuali altri criteri di funzionamento) è altamente auspicabile per le attività di gestione di una infrastruttura come la pianificazione degli investimenti e la programmazione della manutenzione (Boxall *et al.*, 2007).

In letteratura ci sono molte ricerche relative ai modelli di rottura delle condotte acquedottistiche, ma Pelletier *et al.* (2003), li hanno classificati in tre categorie principali: modellazione fisica, analisi descrittiva e modellazione predittiva. La figura 2.7 riporta una classificazione degli approcci esistenti dei modelli di rottura delle condotte idriche.

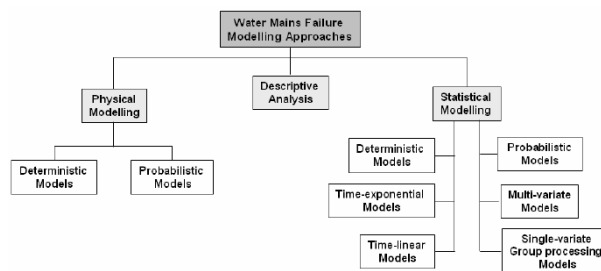


Figura 2.7 Existing approaches in water pipelines failures modeling (Rajani & Kleiner, 2001)

2.2.4.1. Modellazione fisica

I modelli fisici/meccanici dei processi di degradazione impiegano equazioni ingegneristiche basate per derivare stime strutturalmente basate sulle condizioni del tubo (Melina, 2000).

Questi modelli tentano di prevedere la rottura del tubo analizzando i carichi a cui il tubo è soggetto nonché la capacità del tubo di resistere a questi carichi (*Rajani e Kleiner, 2001*).

Sono costituiti dalla valutazione della portata e della gravità della corrosione sulle pareti del tubo interno ed esterno, e la stima delle sollecitazioni risultanti dai carichi applicati alla condotta (ad es. *Doleac et al., 1980; Kumar et al., 1987; Rajani e Makar, 2000; Makar et al., 2001*).

Diversi parametri devono essere considerati per modellare il corrispondente comportamento strutturale. La capacità strutturale residua delle condotte idriche è legata al deterioramento del materiale a causa delle condizioni ambientali e operative, nonché alla qualità della produzione e installazione. Questa residua capacità strutturale deve fronteggiare i carichi esterni ed interni esercitati: dalla pressione del terreno, dal carico del traffico, dai carichi di gelo, dalla pressione operativa e dalle interferenze derivanti da altri sottoservizi.

Alcuni modelli prendono in considerazione solo uno o alcuni dei numerosi parametri che entrano in gioco nel processo fisico che successivamente conduce alla rottura, mentre altri cercano di adottare un approccio più globale.

Gli sforzi iniziali sono stati finalizzati principalmente verso lo sviluppo di modelli deterministici, mentre i modelli più recenti utilizzano un approccio probabilistico per affrontare le incertezze nella definizione dei processi di deterioramento e di rottura.

I modelli sono stati classificati come deterministici o probabilistici, a seconda dell'approccio adottato per rappresentare i processi di rottura e deterioramento (*Rajani e Kleiner, 2001*).

I meccanismi fisici che portano alla rottura del tubo spesso richiedono dati che non sono immediatamente disponibili e sono costosi da ottenere.

Così, i modelli fisici possono attualmente essere giustificati solo per i grandi sistemi di approvvigionamento idrico, dove il costo relativo ad un fallimento è significativo, mentre i modelli statistici, che possono essere applicati con vari livelli di dati di input, sono utili generalmente per le reti di distribuzione dell'acqua (*Rajani e Kleiner, 2001*).

In letteratura, notevoli sforzi sono stati applicati per modellare i processi fisici di degrado e fallimento delle tubazioni interrate.

Due principali gruppi di modelli sono stati identificati: deterministico e probabilistico.

I modelli deterministici hanno lo scopo di prevedere la crescita della <<fossa>> di corrosione per stimare lo spessore residuo della parete e, di conseguenza, la durata del tubo.

I modelli probabilistici sono stati pensati per calcolare la probabilità di sopravvivenza del tubo in un certo periodo di tempo, prevedere la vita rimanente o stimare la probabilità di fallimento.

La differenza principale tra questi modelli è che i modelli probabilistici incorporano una componente dell'incertezza che viene ignorata nei modelli deterministici.

Il tipo di dati che è richiesto per i diversi metodi è simile ed include l'età del tubo, i parametri del suolo, spessore e profondità dei fori legati ai processi corrosione.

Modelli deterministici fisici

Doleac et al. (1980) hanno utilizzato la funzione di potenza proposta da *Rossum (1969)* per mettere in relazione la profondità della <<fossa>> (pit depth) dovuta alla corrosione con l'età del tubo per predire lo spessore residuo della parete delle condotte in ghisa:

$$p = K_n \cdot K_a \cdot (10 - pH)^n \cdot \rho^{-n} \cdot t^n \cdot A^a \quad (2.5)$$

dove:

p average pit depth (profondità media del foro);

a, K_n , K_a costanti empiriche derivate dal campo o da test di laboratorio;

A^a	superficie della condotta esposta a corrosione;
pH	pH del terreno;
ρ	resistività del terreno;
n	costante di aerazione del terreno;
t	tempo espresso in anni.

Randall-Smith et al. (1992) hanno proposto un modello lineare basato su un presupposto che la profondità del buco dovuto alla corrosione ha un tasso di crescita costante (spesso indicato come tasso di corrosione), per stimare la vita residua della rete idrica:

$$\rho = \left(\frac{t}{P_e + P_i} \cdot \delta \right) - t \quad (2.6)$$

dove:

- ρ è la vita residua;
- t l'età della condotta;
- δ lo spessore iniziale della parete della condotta;
- P_e la profondità esterna del foro;
- P_i la profondità interna del foro.

Rajani e Makar (1999) hanno descritto un metodo per stimare la durata residua delle condotte della rete in ghisa grigia a partire dai cambiamenti nella resistenza strutturale di un tubo a seguito di *pit depth* da corrosione. Hanno definito il "time of death" di un segmento di tubo come il momento in cui il suo fattore meccanico di sicurezza è sceso al di sotto di un valore minimo impostato dal programma dello stesso Ente Gestore. Hanno calcolato la resistenza residua delle condotte in ghisa grigia sulla base delle misure dei pit da corrosione e considerando esplicitamente le velocità previste di corrosione.

Modelli probabilistici fisici

L'approccio probabilistico permette di comprendere il contributo di ogni parametro all'incertezza dei risultati, che è ignorato nei modelli deterministici.

Diversi modelli probabilistici fisicamente basati sono stati proposti (*Pandey*, 1998; *Kiefner & Vieth*, 1989). Essi utilizzano la resistenza residua delle condotte.

Pandey (1998) ha presentato un quadro generale per la stima probabilistica dell'affidabilità inserendo l'impatto delle attività di ispezione e riparazione previste durante la vita utile di un acquedotto (condotta) vulnerabile alla corrosione.

L'intento di questo modello è stato quello di pianificare l'intervallo ottimale di ispezione e la strategia di riparazione, pur mantenendo un'adeguata affidabilità per tutta la durata della tubazione.

In base a questo metodo, l'Unione Europea ha sviluppato un'applicazione UtilNets come un sistema di supporto decisionale per la pianificazione e l'ottimizzazione della riabilitazione di condotte acquedottistiche interrate in ghisa grigia.

Il sistema valuta l'affidabilità basandosi su previsioni della vita dei tubi e determina le politiche di manutenzione e di abbandono nel tempo al fine di ottimizzare la politica di riabilitazione.

Il sistema fornisce una misura probabilistica del rischio di tipo strutturale, idraulico, di fallimento di insufficienza della qualità e del servizio delle condotte e del sistema di distribuzione.

2.2.4.2. Analisi descrittiva

L'analisi descrittiva consiste nel calcolare statistiche descrittive per fornire indicazioni sui modelli di rottura e tendenze. L'analisi descrittiva può essere eseguita solo in città che hanno basi di dati completi sulle caratteristiche dei loro tubi in termini di rotture.

Per questo motivo, ci sono pochissimi casi riportati in letteratura. Alcune città spesso citate per aver preso parte a tali studi sono New York (*O'Day et al*, 1982), Cincinnati e New Haven, Connecticut (*Clark et al*, 1988; *Kaara*, 1984) Winnipeg, Canada (*Kettler e Goulter*, 1985; *Goulter e Kazemi*, 1988; *Jacobs e Karney*, 1994), e la periferia di Parigi e Bordeaux, Francia (*Eisenbeis*, 1994).

Questo tipo di analisi è limitata dalle difficoltà incontrate per costruire database legate a loro volta alla disponibilità del personale e delle risorse, dati mancanti e contrastanti, informazioni non informatizzate (archivi cartacei), e così via.

È un dato di fatto che, costruire tali database è una preoccupazione per molti ricercatori (ad esempio *O'Day*, 1982; *Clark & Goodrich*, 1989; *Habibian*, 1992).

Pelletier et al. (2003) hanno eseguito un'analisi di base descrittiva sui dati delle rotture delle condotte per tre casi-studio. Solo le sei seguenti caratteristiche sono state raccolte per tutte le condotte nelle tre municipalità: (1) diametro del tubo, (2) lunghezza, (3) materiale, (4) anno di installazione; (5) tipo di terreno, (6) tipo di suolo sopra la condotta.

Le statistiche sui tassi di rottura sono valutate considerando il rapporto tra il numero di rotture delle condotte in una data categoria e la lunghezza totale delle condotte in questa categoria nell'anno 1996.

2.2.4.3. Modellazione Statistica

I dati necessari per costruire modelli fisici di deterioramento della condotta non sono spesso disponibili e la loro collezione ha un costo significativo.

Come alternativa alla modellazione fisica, sono stati proposti i modelli statistici per spiegare, quantificare e prevedere la rottura del tubo o guasti di natura strutturale.

Davis J.P. et al., hanno rappresentato che l'assunzione di un modello fisico a tutto campo è impossibile. Per ovviare a questo, hanno sviluppato un modello che utilizza distribuzioni di probabilità per stimare la dimensione probabile del difetto lungo una condotta, e le probabili condizioni di carico a cui le condotte possono essere sottoposte.

Il modello conserva i dettagli della degradazione fisica e i meccanismi di fallimento che si verificano durante il periodo di servizio, e possono rappresentare variazioni dei carichi operativi (pressione) e del terreno circostante. Una rassegna di modelli statistici che possono essere trovati nella letteratura è presentato in *Kleiner e Rajani* (2001). La maggior parte dei modelli statistici disponibili utilizzano i dati storici di rottura del tubo per prevedere le tendenze future.

Questi modelli possono essere classificati sostanzialmente in deterministici, probabilistici multivariati e probabilistico mono-variatati che vengono applicati ai dati raggruppati.

I modelli deterministici usano equazioni a due o tre parametri per ricavare modelli di rottura, in base all'età del tubo e alla storia di rottura.

La divisione dei tubi in gruppi con proprietà omogenee (operative, ambientali e del tipo di tubo) è spesso usata, e richiede che i sistemi di raggruppamento siano efficienti per poter essere disponibili. I modelli probabilistici sono utilizzati per stimare l'aspettativa di vita del tubo o la probabilità di guasto.

I Modelli Deterministici

I modelli deterministici prevedono i tassi rottura utilizzando due o tre parametri, basati sulle età dei tubi e sulla storia pregressa delle rotture. I parametri identificati attraverso relazioni di regressione

lineare o esponenziale hanno fornito una varietà di equazioni ottenute (*Shamir e Howard, 1979; Clark, 1982*).

Time-linear models

I modelli di regressione lineare assumono che la variabile di interesse, y , è una funzione lineare di un insieme di variabili esplicative x_i come data dall'equazione (2.7)

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot x_i + \varepsilon \quad (2.7)$$

dove β_0 e β_i sono costanti incognite da stimare ed ε è un termine di errore. Gli errori si presume siano distribuiti normalmente con media pari a zero e varianza sconosciuta, e si presume che siano indipendenti (*Montgomery e Peck, 1992*). Da notare che questo implica che gli errori sono omoschedastici, e che le grandezze dell'errore non dipendono dalla grandezza della variabile y risposta. Esiste una distribuzione di probabilità di y ad ogni possibile valore per x .

La media di questa distribuzione è:

$$E\left(\frac{y}{x}\right) = \beta_0 + \beta_i \cdot x \quad (2.8)$$

E la varianza è data dall'equazione (2.9) come:

$$V\left(\frac{y}{x}\right) = V(\beta_0 + \beta_i \cdot x + \varepsilon) = \sigma^2 \quad (2.9)$$

Questo dimostra che la media di y è una funzione lineare di x , ma la varianza di y non dipende dal valore di x . Ci sono diverse limitazioni del modello di regressione lineare. La distribuzione di y impone come condizione che i dati osservati x devono presentare distribuzione normale.

A causa della natura integrale del conteggio dei dati, questa ipotesi non è più valida. L'entità degli errori nel modello di regressione lineare è implicitamente considerata dall'indipendenza della grandezza di y , anche se i dati di conteggio in genere dimostrano eteroschedasticità.

Le variabili indipendenti si presume siano indipendenti l'una dall'altra e possono quindi provocare impatti lineari sulla variabile di risposta. L'uso di una relazione lineare tra il numero di rotture su un segmento di tubo per chilometro all'anno e il diametro del tubo è stato suggerito da *Kettler e Goulter* (1985). Gli Autori hanno usato i dati di rottura delle condotte delle città di Philadelphia e New York negli Stati Uniti, e Winnipeg e St. Catharines in Canada.

La tabella 2.2 fornisce una sintesi dei risultati ottenuti da essi.

		Failures per kilometer per year for:			
City		New York (Manhattan)	Philadelphia	St. Catharines	Winnipeg (District)
Pipe diameter (mm)	Type of pipe examined	Cast iron	Cast iron	63% cast iron	Cast iron
100		-	0.26	0.49	1.05
150		0.34	0.32	0.30	1.06
200		-	0.07	0.16	0.76
250		-	0.13	-	0.39
300		0.11	0.05	-	0.07
400		-	0.07	-	-
Time frame		5 years 1959, 1964, 1969, 1974, 1975	17 years 1964-1980	6 years 1977-1982	6 years 1975-1980

Tabella 2.2 Tassi di rottura per vari diametri di condotte in 4 città (*Kettler and Goulter, 1985*)

Per ciascuna delle città si può vedere che vi è una tendenza alla diminuzione nel tasso di rottura con l'aumento del diametro del tubo. Hanno ottenuto un valore di $\ll r \gg$ (correlazione campione coefficiente) di -0,963 per sei anni in media. Così la tendenza di diminuzione è fortemente lineare (forte correlazione negativa). (Un approfondimento viene riportato nel capitolo "I Modelli Singolarmente Variati").

Un'altra osservazione dalla loro analisi era che l'aumento del tasso di rottura di tubi in ghisa con l'età era soprattutto dovuta a fessure di tipo circolare.

Nei tubi in ghisa, l'aumento del tasso di rottura era in gran parte relativa alla corrosione, mentre il tasso di rottura (da rotture circolari) diminuiva con l'età. Questo tipo di modello è semplice e lineare.

Gli autori non hanno mai segnalato il tentativo di convalidare il loro modello e di applicarlo ad un campione di controllo.

Per *Kettler e Goulter* (1985), le rotture del tubo variano linearmente con l'età. Sulla base di un campione relativamente costante di tubi installati entro un periodo di 10 anni in Winnipeg, Manitoba, hanno trovato una modesta correlazione tra il tasso di rottura annuale e l'età del tubo (r^2 di 0,563 e di 0,103 per il cemento amianto e tubazioni in ghisa, rispettivamente).

Inoltre, l'applicazione di questo modello è semplice e diretta, simile al modello esponenziale di *Shamir e Howard* (1979).

Il loro modello è della forma come dato in equazione (2.10):

$$N = k_0 \cdot A \quad (2.10)$$

dove N è il numero di interruzioni su un segmento di tubo dato per anno, k_0 è il parametro di regressione sconosciuto, e A è l'età del tubo alla prima rottura.

McMullen (1982) ha applicato un modello di regressione lineare per la rete idrica di Des Moines, Iowa. Il suo modello lineare è mostrato nell'equazione (2.11):

$$\text{Age} = 0.028 \cdot \text{SR} - 6.63 \cdot \text{pH} - 0.049 \cdot r_d \quad (2.11)$$

dove:

- Age è l'età del tubo alla prima rottura (anno);
- SR è la resistività del terreno saturo ($\Omega \cdot \text{cm}$);
- pH è il pH del terreno;
- r_d è il potenziale redox in millivolt.

La (2.11) ha ottenuto un coefficiente di determinazione moderato e pari a 0,375. Gli Autori hanno concluso che la corrosione è un fattore dominante nella rottura del tubo in quanto hanno osservato che il 94% dei fallimenti del tubo si è verificato in terreni saturi con resistività di meno di 2'000 $\Omega \cdot \text{cm}$. Questo modello prevede solo il tempo alla prima rottura del tubo e quindi non può essere utilizzato come un vero e proprio modello di previsione di rottura del tubo (*Kleiner e Rajani*, 2001).

Jacobs e Karney (1994) hanno applicato un modello di regressione lineare a 390 km di condotte di 6 pollici in ghisa con circa 3'550 eventi di rottura registrati a Winnipeg.

La rete idrica è stata divisa in tre gruppi di età e cioè 0-18, 19-30 e > 30 anni per ottenere gruppi relativamente omogenei di rete degli acquedotti.

Hanno usato la seguente equazione (2.12):

$$P = a_0 + a_1 \cdot \text{Lenght} + a_2 \cdot \text{Age} \quad (2.12)$$

dove P è il reciproco della probabilità di un giorno senza interruzioni, a_0 , a_1 , a_2 , sono i coefficienti di regressione.

In primo luogo hanno applicato questa equazione a tutte le interruzioni registrate e i coefficienti ottenuti di determinazione vanno da R^2 di 0,704 a 0,937 per i tre gruppi di età.

Ciò significa che le interruzioni dei tubi erano uniformemente distribuite lungo le condotte.

Researcher, year	Model	Notation	Data requirements
Kettler and Goulter, 1985			
	$N = k_0 \cdot Age$	N = number of breaks per year k_0 = regression parameter	Same data as for Shamir and Howard (1979).
McMullen, 1982			
	$Age = 65.78 + 0.028 SR - 6.33pH - 0.049rd$	Age = age of pipe at first break (years) SR = saturated soil resistivity (ohm-cm) pH = soil pH rd = redox potential (millivolts)	Data required typically not available; sporadic data collection not expensive, however, continuous and extensive data collection program is costly; continuous monitoring of soil properties is important where ground water conditions have not reached steady state
Jacobs and Karney, 1994			
	$P = a_0 + a_1 \text{ Length} + a_2 \text{ Age}$	P = reciprocal of the probability of a day with no breaks a_0, a_1, a_2 = regression coefficients	Pipe length, age and breakage history; more data enables formation of homogenous groups.

Tabella 2.3. Deterministic time-linear model (Rajani and Kleiner, 2001)

Time-exponential models

La regressione non lineare estende la regressione lineare a una molto più grande e più generale classe di funzioni. Nella sua forma più semplice, un modello non lineare è dato dall'equazione come:

$$y = f(\vec{x}; \vec{\beta}) + \varepsilon \quad (2.13)$$

dove y è la variabile dipendente, la funzione $f(x, \beta)$ è non lineare rispetto ai parametri incogniti β_0, β_1, \dots ed ε è l'errore residuo.

Questo tipo di modello è spesso trasformato per produrre un modello che è lineare nei parametri di regressione, e quindi il modello trasformato è in forma come un modello di regressione lineare.

Le ipotesi alla base della regressione lineare vengono quindi applicate al modello trasformato.

Il più grande vantaggio dei *non-linear models* è che si adattano ad una vasta gamma di funzioni.

In tale ambito, *Shamir e Howard* (1979) hanno sviluppato due equazioni, una lineare e una esponenziale, per descrivere il tasso rottura come una funzione del tempo:

$$N(t) = N(t_0) \cdot e^{A(t+g)} \quad (2.14)$$

$$N(t) = N(t_0) + A \cdot (t + g) \quad (2.15)$$

dove:

- $N(t)$ è il numero di rotture per unità di lunghezza per anno;
- $N(t_0)$ è il numero di rotture per unità di lunghezza all'anno di installazione del tubo;
- t è il tempo tra il tempo presente e il tempo di una rottura rispetto al passato in anni;
- g è l'età del tubo al tempo t ;
- A è un coefficiente di rottura in anno^{-1} che si adatta in base ai dati.

Si noti che $N(t_0) \neq 0$, il che significa che, in media, per un tubo si assume di avere sempre una frequenza di rottura, anche se molto piccola all'inizio della sua vita.

Shamir e Howard (1979), non forniscono dettagli sulla località dello studio, la qualità e la quantità dei dati disponibili o il metodo dell'analisi. Essi raccomandano che l'analisi di regressione potrebbe essere applicata a gruppi di tubi omogenei rispetto ai fattori che influenzano le rotture.

Shamir e Howard (1979) hanno proposto valori per A compresi nell'intervallo $[0,01;0,15]$.

Clark (1982) ha proposto un valore di 0,086 e *Walski et al.* (1982) hanno riportato valori di 0,021 e 0,014 per ghisa (*pit cast iron and sandspun cast iron*), quando si impiega un approccio simile di modellazione su altri insiemi di dati.

I modelli di *Shamir e Howard* sono uno dei primi tentativi di statistica di analizzare records di rotture e utilizzare i risultati per prendere decisioni di manutenzione.

Il loro vantaggio risiede nel fatto che sono semplici da utilizzare.

Tuttavia, essi hanno non pochi inconvenienti che comprendono:

- a) non tengono conto di altri fattori, come le caratteristiche dell'ambiente, pressioni di esercizio, e la storia precedente di rottura del singolo tronco di tubo;
- b) i loro studi non forniscono alcuna informazione circa la bontà di adattamento, test e la significatività statistica dei coefficienti dei loro modelli.

Essi, quindi, non riescono a sviluppare conoscenze sui meccanismi che causano interruzioni e i fattori principali che contribuiscono alle rotture sulle tubazioni.

Le statistiche di adattamento come Akaike Informazioni Criterion (AIC), devianza, e log-verosimiglianza possono essere utilizzate per determinare la bontà del modello.

Così a causa della mancanza di tali statistiche, è difficile dire quanto il loro modello sia buono. Poiché la loro attenzione non è al livello del tubo individuale, l'applicazione di tali modelli per le decisioni di riparazione e/o sostituzione potrebbe portare alla non ottimale strategia di sostituzione (Andreou, 1986). Tuttavia questi modelli hanno bisogno di una più piccola quantità di dati rispetto ad altri modelli di regressione. Vi è anche un rischio che questi modelli predicano bene per diametri più piccoli (≤ 6 pollici) a livello del tubo, dove le rotture sono più frequenti.

Walski e Pelliccia (1982) hanno proposto di migliorare il modello esponenziale incorporando due fattori aggiuntivi nell'analisi, basati su osservazioni fatte negli Stati Uniti dall'Army Corps of Engineers a Binghamton, (NY). Successivamente hanno utilizzato questo modello per analizzare il costo di sostituzione del tubo in termini del valore attuale sia di riparazione delle rotture, sia degli investimenti di capitale.

Il loro modello è mostrato nell'equazione (2.16):

$$N(t) = C_1 \cdot C_2 \cdot N(t_0) \cdot e^{A(t+g)} \quad (2.16)$$

Il primo fattore C_1 è introdotto per tener conto di rotture precedenti conosciute, sulla base di una osservazione che una volta che un tubo si è rotto aumenta la probabilità di rompersi di nuovo.

Il secondo fattore C_2 viene introdotto per tener conto delle differenze osservate nei tassi di rottura nelle condotte di diametro maggiore.

Clark et al. (1982) hanno proposto di migliorare ulteriormente il modello esponenziale, trasformandolo in un modello bifase.

Essi hanno osservato un ritardo tra l'anno di installazione del tubo e la prima rottura.

Di conseguenza, hanno proposto un modello comprendente una equazione lineare per prevedere il tempo trascorso dalla prima rottura e un'equazione esponenziale per predire il numero di rotture successive. Clark et al. (1982) hanno ulteriormente migliorato il modello di Shamir e Howard (1979).

Hanno usato la seguente equazione:

$$NY = x_1 + x_2 \cdot D + x_3 \cdot P + x_4 \cdot I + x_5 \cdot RES + x_6 \cdot LH + x_7 \cdot T \quad (2.17)$$

dove:

- NY, è il numero di anni dall'installazione alla prima riparazione;
- x_i sono parametri di regressione;
- D è il diametro del tubo;
- P è la pressione assoluta all'interno di un tubo;
- I è la percentuale del tubo sulla base dello sviluppo industriale;
- RES = percentuale del tubo sulla base dello sviluppo residenziale;

- LH è la lunghezza del tubo nel terreno altamente corrosivo;
- T è il tipo di tubo (1 = metallico, 0 = cemento armato).

che esplicitando diviene:

$$NY = 4.13 + 0.33 \cdot D - 0.22 \cdot P - 0.265 \cdot I - 0.0983 \cdot RES - 0.003 \cdot LH + 13.28 \cdot T \quad (2.17.1)$$

Essi hanno osservato una pausa tra l'anno di installazione del tubo e la prima interruzione e quindi hanno proposto il precedente modello per prevedere il tempo trascorso dalla prima pausa.

Essi hanno inoltre proposto un'equazione esponenziale della forma mostrata di seguito per predire il numero di successive pause:

$$REP = y_1 \cdot e^{y_2 \cdot t} \cdot e^{y_3 \cdot T} \cdot e^{y_4 \cdot PRD} \cdot e^{y_5 \cdot DEV} \cdot SL^{y_6} \cdot SH^{y_7} \quad (2.18)$$

dove:

- REP è il numero di riparazioni;
- PRD è il differenziale di pressione;
- t è l'età tubo dalla prima pausa;
- DEV è la percentuale di lunghezza del tubo nel terreno moderatamente corrosivi;
- SL è la superficie del tubo in terreno poco corrosivi;
- SH è la superficie del tubo in suolo altamente corrosivo;
- y_i sono i parametri di regressione.

che esplicitando diviene:

$$REP = (0.1721) \cdot (e^{0.7197})^T \cdot (e^{0.0044})^{PRD} \cdot (e^{0.0865})^A \cdot (e^{0.0121})^{DEV} \cdot (SL)^{0.014} \cdot (SH)^{0.069} \quad (2.18.1)$$

I valori di R^2 ottenuti da *Clark et al.* per le due suddette equazioni erano 0,23 e 0,47, rispettivamente. Ciò dimostra che i modelli non si adattano bene ai dati in modo soddisfacente.

Non si sa neanche in che modo statisticamente significativo i coefficienti siano stati stimati.

Lo studio originale ha dato le correlazioni parziali delle variabili indipendenti con la risposta variabile. Questo dà un'idea di quali variabili hanno un impatto più forte sulla equazione di regressione, ma è molto difficile valutare la significatività statistica di ciascuna variabile nell'equazione. Ciò potrebbe rendere il valore di R^2 artificialmente alto. Così, questo tipo di modello è in grado di fornire ulteriori delucidazioni rispetto a quelle proposte da *Shamir e Howard* (1979).

Tuttavia, la disponibilità di dati appropriati potrebbero essere un problema.

Probabilistic single-variate group processing models

Herz (1996) ha proposto una funzione densità di distribuzione di probabilità di vita, basata sui principi che erano stati inizialmente applicati alle classi di età della popolazione o *cohorts*.

La funzione densità di probabilità $f(t)$, le funzioni rischio $h(t)$ e di sopravvivenza $S(t)$ sono riportate nella tabella 2.5.

Gustafson e Clancy (1999) hanno modellato la storia di rottura delle condotte idriche come un semi-processo di Markov. Hanno sviluppato un modello elaborato per prevedere l'intervallo di rottura delle condotte (inter-break time), sulla base di dati storici, ma si è visto che questo modello è inadeguato per prevedere rotture future.

Researcher, year	Model	Notation	Data requirements
Shamir and Howard, 1979			
	$N(t) = N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)}$	t = time elapsed (from present) in years $N(t)$ = N , breaks per unit length per year ($\text{km}^{-1} \text{year}^{-1}$) $N(t_0)$ = $N(t)$ at the year of installation of the g = age of the pipe at the present time A = coefficient of breakage rate growth (year^{-1})	Pipe length, installation date and breakage history; formation of homogeneous groups essential according to criteria like pipe type, diameter, soil type, break type, overburden characteristics, etc.
Walski and Pelliccia, 1982			
	$N(t) = C_1 \cdot C_2 \cdot N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)}$	C_1 = ratio between (break frequency for (pit/sandspun) cast iron with (no/one or more) previous breaks) and (overall break frequency for (pit/sandspun) cast iron) C_2 = ratio between (break frequency for pit cast pipes 500 mm diameter) and (overall break frequency for pit cast pipes)	Same data as for Shamir and Howard (1979) plus information on the method of pipe casting and pipe diameter.
Clark et al., 1982			
	$NY = x_1 + x_2 D + x_3 P + x_4 I + x_5 RES + x_6 LH + x_7 T$ $REP = \gamma_1 e^{\beta_1 t} e^{\beta_2 I} e^{\beta_3 PRD} e^{\beta_4 DEV}$ $SL^{\gamma_5} SH^{\gamma_6}$	x_1, γ_1 = regression parameters, NY = number of years from installation to first repair, D = diameter of pipe, P = absolute pressure within a pipe, I = % of pipe overlain by industrial development, RES = % of pipe overlain by residential development, LH = length of pipe in highly corrosive soil, T = pipe type (1 = metallic, 0 = reinforced concrete), REP = number of repairs, PRD = pressure differential, t = age of pipe from first break, DEV = % of pipe length in low and moderately corrosive soil, SL = surface area of pipe in low corrosivity soil, SH = surface area of pipe in highly corrosive soil	Time of installation, breakage history, type and diameter of the pipe, as well as information about operating pressures, soil corrosivity and zoning composition of area overlying pipe. Additional types of data such as the type of breaks and pipe vintage required to enhance model.

Tabella 2.4 Deterministic time-exponential models (Rajani and Kleiner, 2001)

Researcher, year	Model	Notation	Data requirements
Cohort Survival Model [Herz (1996); Deb et al., (1998)]			
	$N = k_0 \cdot Age$	$f(t)$ = probability density function $h(t)$ = hazard function $S(t)$ = survival function t = useful lifetime of pipe a = ageing factor (year-1) b = failure factor (year-1) c = resistance time (years), i.e., pipe will not be replaced at age $\leq c$ years	- pipe installation dates - pipe "time of death" - valid grouping criteria will enhance accuracy - alternative to "time of death": end of economic life (optimal time for replacement) requires break history
Bayesian Diagnostic Model [Kulkarni et al. (1986)]			
	Prob [failure/specified characteristics]=	Pf = system-wide probability of failure Pc/f = probability of observing specified characteristics on a segment that failed Pc/inf = probability of observing the same characteristics on a segment that has not failed	Grouping criteria ("sets of characteristics") such as pipe diameter, length, age and type, soil characteristics, operating conditions such as pressure, etc.
Semi-Markov chain [Gustafson and Clancy (1999a)]			
	generalised gamma distribution for t_i exponential distribution (identical for all t_i ($i > 1$))	t_i = time between the (i-1)th and the i th breaking pipe	- pipe breakage history - pipe type - other grouping criteria to enhance accuracy
Break Clustering [Goulter and Kazemi (1988); Goulter et al. (1993)]			
	$m = m(s, t)$	m = mean number of subsequent failures occurring in the cluster domain x = number of subsequent failures occurring in the cluster domain s = distance from the 1st break in a cluster t = time elapsed from the 1st break in a cluster	Pipe breakage history with the exact time and location of each break.
Data Filtering [Mavin (1996)]			
	4 rules to filter pipe breakage data, based on calculating the probability of two consecutive breaks (Constantine and Darroch 1993), and discarding the second break if probability is low.		- pipe diameter - pipe material - traffic level - soil type

Tabella 2.5 Probabilistic single-variate group models (Rajani and Kleiner, 2001).

Modelli probabilistici multivariati

I modelli probabilistici multivariati considerano nell'analisi esplicitamente e quantitativamente un gran numero di covariate. Questa capacità li rende potenzialmente più potenti e generali per prevedere i tassi futuri di rottura di una rete idrica.

Si riduce anche la necessità di pre-partizione dei dati in gruppi, anche se spesso un certo livello di partizionamento, potrebbe essere necessario. Kleiner e Rajani (2001) classificano questo modello in queste categorie (Tabella 2.6).

Failure time prediction

È uno strumento di modellazione predittiva che consente alle autorità di indirizzare meglio la loro manutenzione e agire sui potenziali problemi prima di ritrovarsi in una situazione di danno fisico ed economico (rottura condotta e costi di riparazione) (Davis, 2003).

L'utilizzo dell'analisi statistica per prevedere il tempo di guasto presenta un notevole vantaggio nella classifica o priorità del processo di riabilitazione delle condotte idriche.

Lo scopo dell'analisi statistica è determinare se qualsiasi combinazione di dati disponibili (ad esempio l'età del tubo, diametro, ecc) possa essere utilizzata per prevedere il tempo e la probabilità di guasti sulle tubazioni.

L'output finale del modello è un elenco che ordina le condotte idriche in base a priorità legate alla probabilità di rottura per un assegnato periodo di osservazione.

L'analisi del tempo di rottura modella la probabilità che la condotta si romperà prima di un certo tempo come funzione delle variabili indipendenti (Lim et al., 1996).

Queste probabilità e le corrispondenti rotture sono state modellate con varie tecniche.

Researcher, year	Model	Notation	Data requirements
Proportional hazards (Marks et al., 1985)			
	$h(t, Z) = h_0(t)e^{b^T Z}$ $h_0(t) = 2 \times 10^{-4} - 10^{-5}t + 2 \times 10^{-7}t^2$	T = time to next break h(t, Z) = hazard function h ₀ (t) = baseline hazard function Z = vector of covariates b = vector of coefficients to be estimated by maximum likelihood	- natural log of pipe length - operating pressure - percentage of low land development - pipe "vintage" (or period of installation) - pipe age at second (or higher) break rate - number of previous breaks in pipe - soil corrosivity
Andreou et al. (1987a, 1987b); Marks et al. (1987)			
Early stage: same as Marks et al. (1985) described above		h = hazard (constant at the late stage) Same as above	Same as above
Late stage:	$h = \lambda = e^{b^T Z}$		
Proportional hazards [Brémont (1997)]			
	$h(t, Z) = h_0(t)e^{b^T Z}$ $h_0(t) = \lambda \beta (\lambda t)^{\beta-1}$	t = time to (next) failure h(t) = hazard function λ, β = scale and shape parameters (respectively) of the Weibull distribution	- number of previous breaks - pipe diameter - ground conditions - traffic loading
Time dependent Poisson model [Constantine and Darroch (1993); Miller (1993); Constantine et al. (1996)]			
	$H(t) = \left(\frac{t}{\theta} \right)^\beta$ $\theta = \theta_0 e^{a^T Z}$	t = pipe age H(t) = mean number of failures per unit length at age t θ, β = scale and shape parameters, respectively θ ₀ = baseline value a = vector of coefficients to be estimated by regression; Z = a vector of covariates affecting breakage rate.	- mean static pressure - overhead traffic conditions - pipe diameter - soil type
Accelerated life (Lei (1997); Eisenbeis et al (1999))			
	$\ln(T) = \mu + x^T \beta + \sigma Z$ $T = f(\mu, \sigma, Z) e^{x^T \beta}$	T = time to (next) failure x = vector of explanatory variables Z = random variable distributed as Weibull σ = parameter to be estimated by maximum likelihood β = vector of parameters estimated by max likelihood Z = random variable distributed as Gumbel (extreme distribution for minima)	- pipe age group and material - pipe diameter and length - pipe material was taken as stratification - traffic loading - soil acidity and humidity - number of previous breaks was taken both as a covariate and as a stratification variate

Tabella 2.6 Probabilistic multi-variate group models – proportional hazard and accelerated life (Rajani and Kleiner, 2001).

Il modello di regressione di Weibull si è visto essere il modello più appropriato, in base ai dati disponibili. La funzione di sopravvivenza per la distribuzione di Weibull è:

$$S(t|X) = e^{[-(t/\alpha(X))^\beta]} \quad (2.19)$$

dove:

$\alpha(x) = e^{(\alpha_0 + \alpha_1 \cdot x_1 + \alpha_2 \cdot x_2 + \dots + \alpha_k \cdot x_k)}$ Un valore positivo di α_i aumenta questa funzione di sopravvivenza e quindi la probabilità di sopravvivere oltre il tempo t. Per il primo guasto, la stima del parametro di scala di Weibull α_i per ogni serie di variabili indipendenti è:

$$\alpha(x) = e^{(3,987+(-0,0002) \cdot \text{lenght} + (0,0154) \cdot \text{diameter} + (0,0161) \cdot \text{epoch} + (-0,0035) \cdot \text{press} + (-0,0738) \cdot \text{steep} + (-0,0763) \cdot \text{mat} + (-0,1429) \cdot \text{soil})} \quad (2.20)$$

dove:

lenght è la lunghezza della condotta in pollici;

epoch il numero di anni dalla data di installazione all'anno 1996;

press la pressione della condotta in psi;

steep 1 se la condotta è su di un pendio rigido, 0 altrimenti;

mat 1 se la condotta è di acciaio zincato, 0 altrimenti;

soil 1 se la condotta è posata in un terreno TB o VL, 0 altrimenti.

Modelli proporzionali al rischio

Il modello dei rischi proporzionali di *Cox* è stato proposto da *Cox* (1972) come modello statistico.

È ampiamente usato in un certo numero di campi come stimare l'efficacia dei trattamenti per il cancro (ad esempio, *Schoenfeld*, 1982), AIDS e studi clinici (ad esempio, *Kim e Gruttola*, 1999) in campo medico.

È un modello di regressione abbastanza generale con ipotesi meno restrittive per quanto riguarda la natura o forma della distribuzione sottostante la sopravvivenza rispetto ad altri modelli.

Questo modello generale di previsione di rottura assume la forma:

$$h(t, Z) = h_0(t) \cdot e^{bZ} \quad (2.21)$$

dove t è il tempo del verificarsi dell'evento di interesse, $h(t, Z)$ è la funzione di rischio (cioè la probabilità del verificarsi dell'evento dal tempo $t + \Delta t$ dato che non si è verificato prima del tempo t ; $h_0(t)$ è una arbitraria funzione di rischio di base, Z è un vettore di covariate che agisce moltiplicativamente sulla funzione di rischio, e b è il vettore dei coefficienti che deve essere stimato dalla regressione a partire dai dati disponibili.

Applicando questo modello di previsione di rottura delle condotte, la funzione di rischio di base può essere interpretata (*as a time dependent aging component*) e le covariate possono rappresentare fattori di stress ambientali e operativi che agiscono sul tubo e che possono aumentare o ridurre il suo rischio di rottura.

Alcune delle ragioni fornite da *Cox e Oakes* (1984) per l'esame della funzione di rischio sono le seguenti:

- a) è possibile generare intuizioni fisiche sul meccanismo di rottura considerando il rischio immediato di un individuo noto (condotta) per essere sopravvissuto all'età t ;
- b) una volta che la forma funzionale del tasso di rischio è ottenuta, è possibile effettuare confronti sul fatto che una distribuzione esponenziale possa adeguatamente descrivere il fenomeno.

Quando si modellano le rotture delle condotte, l'effetto delle variabili esplicative sul tempo di rottura è di interesse. Esempi di tale variabile esplicativa sono:

- a) rottura precedente e la storia di manutenzione;
- b) proprietà intrinseche di tubi singoli, materiali, dimensioni, pressione interna;

- c) le variabili esterne che descrivono le caratteristiche ambientali come la proprietà del suolo e attività nel terreno in prossimità di tubi.

Un limite del modello proporzionale di rischio di Cox per prevedere il rischio di rottura del tubo è che senza dati di rottura dei tubi su un orizzonte temporale lungo, è difficile ottenere una buona stima del rischio di rottura.

Andreou (1986) ha applicato il modello dei rischi proporzionali al sistema di distribuzione idrica di Cincinnati. Egli si è concentrato soprattutto sui modelli derivanti che descrivevano il tempo dalla prima rottura all'evento di rottura successiva, come la seconda rottura, terza rottura o l'entrata in una fase in cui si verificano molte rotture all'interno di una finestra di tempo breve.

Egli ha anche modellato il tempo dalla seconda alla terza rottura.

Ha ottenuto risultati diversi per il modello relativo al tempo che intercorre tra rotture. Ha concluso che il modello dei rischi proporzionali può funzionare con successo nel prevedere rotture in fase di rottura lenta. Tuttavia, il suo lavoro si è concentrato sulle rotture nelle prime fasi del ciclo di vita di un sistema di distribuzione idrica.

Modelli lineari generalizzati

I modelli lineari generalizzati (GLM_s) collegano la risposta media di una distribuzione ad una condizione specificata da una funzione di predizione.

Essi si basano su una funzione di distribuzione di probabilità assunta (pdf) per dati discreti (count) e una funzione di collegamento che collega i parametri di questo pdf alle covariate disponibili (ad esempio, *Cameron e Trivedi*, 1998, *Agresti*, 2002).

Un GLM tipo-Poisson è un modello comunemente usato per l'analisi di regressione dei dati di conteggio come guasti in un sistema infrastrutturale.

Sia $\vec{x}_i' = [x_{i1}, \dots, x_{in}]$ il vettore di n covariate per il segmento del sistema i ($i = 1, \dots, m$) e il numero dei fallimenti sul segmento i sia dato da y_i .

Un modello di regressione basato sulla distribuzione di Poisson con i conteggi dei valori osservati delle covariate, specifica che la media dei conteggi condizionali è data da una funzione continua $\mu(\vec{\beta}, \vec{x}_i)$ dei valori di covariate date dall'equazione (2.22) dove $\vec{\beta}$ è il vettore $n \cdot 1$ dei parametri di regressione.

$$E\left(\frac{y_i}{x_i}\right) = \mu(\vec{\beta}, \vec{x}_i) \quad (2.22)$$

Condizionata su \vec{x}_i , la funzione di densità di probabilità ipotizzata per y_i in un modello di regressione Poisson è data, per y_i positivi ed interi, da:

$$f\left(\frac{y_i}{x_i}\right) = \frac{e^{-\mu_i} \cdot \mu_i^{y_i}}{y_i!} \quad (2.23)$$

Guikema e Davidson (2006) e *Guikema et al.* (2006) hanno fornito esempi di utilizzo di un GLM Poisson per stimare il rischio di fallimenti in una infrastruttura a rete.

Hanno sviluppato Poisson [GLMs] per prevedere il numero di interruzioni di corrente in diversi segmenti di un sistema di distribuzione di energia elettrica sulla base di variabili esplicative che includevano informazioni sul sistema, geografia locale, e rischi (ad esempio, uragani), che hanno colpito il sistema.

[GLMs] assume che le variabili esplicative sono indipendenti, ma non assume che gli errori siano distribuiti normalmente o siano omoschedastici.

Piuttosto, essi consentono distribuzioni degli errori non normali ed eteroschedasticità.

Tuttavia, in un GLM Poisson si presume che la varianza media condizionata e condizionale, data da ω_i dei dati (di conteggio) sia uguale a:

$$\mu_i = \omega_i = \exp(\vec{x}_i, \vec{\beta}) \quad (2.24)$$

Questo può causare difficoltà di alcune serie di dati in cui la varianza dei conteggi supera la media aritmetica dei conteggi (vedi *Cameron e Trivedi*, 1998 e *Guikema et al.*, 2006).

Marks et al. (1987) hanno applicato un modello di regressione esponenziale per la stima del tasso di rottura λ del tubo, in funzione di diverse covariate (condizioni di tubo e ambientali caratteristiche).

La probabilità di avere y guasti durante un periodo di tempo t è data da:

$$P(y) = \frac{(\lambda \cdot t) \cdot e^{-\lambda \cdot t}}{y!} \quad (2.25)$$

dove:

$y = 0, 1, 2, \dots$;

λ è il tasso di rottura annuale ed è dato dall'equazione (2.26), come:

$$\lambda = \exp(bz) + e \quad (2.26)$$

dove:

- z è il vettore delle variabili indipendenti;
- b è il vettore dei coefficienti stimati;
- e è il termine di errore del modello.

Le ipotesi del modello sono:

- a) tasso di rottura costante per il periodo in esame;
- b) eventi sul break indipendenti per ogni tubo singolo;
- c) le covariate hanno un effetto moltiplicativo sul tasso di rottura (*Marks et al.*, 1987).

Dopo la fase di terza rottura, il coefficiente di determinazione R^2 era 0,34 e dopo la fase di sesta rottura era 0,46. Così il modello potrebbe essere considerato soddisfacente dopo la fase di sesta rottura.

Modello lineare generalizzato logistico

Il modello lineare generalizzato logistico o regressione logistica è un altro tipo di GLM.

Questo modello prevede la probabilità di un esito discreto, come gruppo di appartenenza, da un insieme di variabili esplicative che possono essere discrete, continue, e dicotomico o una combinazione di qualsiasi di questi. In generale, la variabile dipendente o di risposta è dicotomica, (presenza-assenza; successo-fallimento). La revisione della letteratura che è stata fatta finora dimostra che il GLM logistico non è stato utilizzato per prevedere il rischio di rottura in un sistema di distribuzione idrica, ma è un modello attraente per questo problema.

In molti casi, una Water Utility si preoccupa di più su se ci sarà almeno una rottura su un tubo in un dato periodo di tempo piuttosto che sul numero preciso di rotture. La presenza di una rottura è spesso sufficiente per innescare la necessità di riparazioni e di costose misure.

La variabile dipendente è una variabile 0-1 che assume il valore 1 per un dato segmento di tubo in un dato periodo di tempo se vi è almeno una interruzione su tale segmento di tubo nel corso di tale periodo.

Le variabili indipendenti non devono essere distribuite normalmente, linearmente collegate o di varianza uguale all'interno di ciascun gruppo.

La variabile dipendente può assumere il valore 1 con una probabilità di successo P o il valore 0 con una probabilità di errore (1-P).

Tale variabile è una variabile binaria e la regressione logistica è quindi chiamata regressione binaria logistica. Ci possono essere casi in cui la variabile dipendente ha più di due valori e in questi casi è chiamata regressione logistica multinomiale.

Una funzione di regressione logistica che è la trasformazione logit di P è usata come in equazione (2.27):

$$P = \frac{e^{(\alpha + \beta_1 \cdot x_1 + \beta_2 \cdot x_2 + \dots + \beta_i \cdot x_i)}}{1 + e^{(\alpha + \beta_1 \cdot x_1 + \beta_2 \cdot x_2 + \dots + \beta_i \cdot x_i)}} \quad (2.27)$$

dove:

- α è il parametro di regressione costante;
- β_i sono i coefficienti di regressione per le variabili esplicative;
- x_i sono variabili indipendenti.

Una forma alternativa di questo modello chiamato modello logit in cui il collegamento è un collegamento logit differenza del GLM Poisson è un collegamento log come mostrato nell'equazione (2.28):

$$\text{logit}[P(x)] = \log \left[\frac{P(x)}{1 - P(x)} \right] = \alpha + \beta_1(X_1) + \beta_2(X_2) + \beta_3(X_3) + \dots + \beta_n(X_n) \quad (2.28)$$

2.2.4.4. Spatial and statistics modeling tools

I metodi statistici spaziali incorporano la correlazione spaziale che è definita in funzione della prossimità geografica. La prossimità dipende inoltre dalle informazioni geografiche, che possono essere disponibili a livello areale, oppure a livello di punto-posizione.

I dati dell'unità areale sono aggregati su unità contigue (zone di censimento) la cui partizione interessa l'intera area di studio. La prossimità nello spazio è definita dalla loro struttura vicina.

I punti di riferimento o dati geostatistici sono raccolti in postazioni fisse (posizione del guasto) su una regione continua di studio. La prossimità in geostatistica viene determinata dalla distanza tra le posizioni campione. I dati geografici sono correlati nello spazio.

I dati in stretta prossimità geografica è più probabile siano influenzati da fattori simili e quindi influenzati in modo simile. Nel caso di rotture di condotte idriche, è stata osservata la correlazione spaziale tra gli eventi di rottura e i fattori ambientali (*Sundahl, 1997*).

L'autore confronta il numero delle rotture che si sono verificate in un raggio di 200 m ed entro un periodo di 2 mesi, 6 e 12 da una precedente rottura. Ha scoperto che nella parte vecchia della città, il raggruppamento spaziale e temporale delle interruzioni era superiore a quello nelle parti più recenti. Analisi del fenomeno di clustering nelle rotture delle condotte in Winnipeg (ad esempio *Goulter e Kazemi, 1988; Goulter, Davidson e Jacobs, 1993*) hanno mostrato quelle interruzioni indipendenti come le interruzioni che si verificano più di 90 giorni dopo e/o più di 20 m dalla precedente rottura.

Una rottura indipendente è spesso la prima in un cluster di interruzioni. Hanno applicato una regressione lineare a 390 km di tubazioni in acciaio di 150 millimetri, con circa 3'550 eventi registrati di rottura su Winnipeg.

Inizialmente hanno applicato questa equazione di regressione per tutte le interruzioni registrate e i coefficienti ottenuti di determinazione vanno da $r^2=0,704$ a $-0,937$ per tre gruppi di età.

La correlazione significa che le rotture erano uniformemente distribuite lungo il tubo. L'aggiunta dell'età del tubo nel modello di regressione migliora il potere predittivo marginalmente per le nuove tubazioni, e significativamente per i tubi vecchi. Gli autori attribuiscono questa correlazione con l'età a diverse pratiche di produzione, installazione e funzionamento che erano tipiche delle diverse fasce di età dei tubi. Gli autori hanno inoltre osservato che queste differenze potrebbero essere classificate geograficamente e che l'età (o meglio la vetustà) di un tubo può essere una misura surrogata conveniente che può essere raccolta e gestita in un Sistema Informativo Territoriale (GIS).

2.2.4.5. ANNs-based modeling

Una rete neurale artificiale (ANN) è un sistema composto da elementi semplici di elaborazione funzionanti in parallelo, la cui funzione è determinata dalla struttura della rete, collegamenti, punti di forza, e la lavorazione eseguita rispetto ad elementi di calcolo o nodi.

Lo sviluppo di un modello di rete neurale richiede la specificazione di una "topologia di rete", un apprendimento paradigma e un algoritmo di apprendimento. L'utilizzo di reti neurali è aumentato notevolmente negli ultimi anni grazie ai progressi della potenza di calcolo e la maggiore disponibilità di potenti e flessibili ANN software.

Recenti applicazioni degli ANN comprendono modellazioni afflussi-deflussi (*Chen & Adams*, 2006), ottimizzazione per il trattamento delle acque reflue, previsione della domanda (*Elkateb et al.*, 1998), ricerca dei residui di cloro nei sistemi di distribuzione idrica (*Bowdena et al.*, 2006), classificazione dei difetti dei tubi sepolti (*Sunil & Fieguth*, 2006), l'interpolazione spaziale (*Rigol et al.*, 2001), le previsioni di siccità (*Morid et al.* 2006, *Mishra e Desai*, 2006), la modellizzazione della qualità dell'acqua (*Chau*, 2006).

2.2.4.6. Pipe Rehabilitation Planning – Hydroinformatics

Hydrinformatics è la disciplina che fornisce un quadro per lo sviluppo e l'applicazione di avanzate tecniche innovative per la gestione della rete di distribuzione idrica.

Savic et al. (1997) hanno indicato che due strumenti principali particolarmente adatti per applicazioni industriali dell'acqua sono i sistemi di informazione geografica (GIS) e le tecniche di data mining, come reti neurali artificiali (ANN) e gli algoritmi genetici (GA) (*Bougadis et al.*, 2005).

Bibliografia

- Agbenowosi Newland Komla**, (2001). *A Mechanistic Analysis Based Decision Support System for Scheduling Optimal Pipeline Replacement*, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- Agresti, A.** (2002). *Categorical Data Analysis*, 2nd Ed. Hoboken, NJ: Wiley- Interscience.
- Ahn, J.C. Lee, S.W. Lee, G.S. and Koo, J.Y.** (2005). *Predicting water pipe breaks using neural network*. Water Supply. Vol. 5, No. 3-4, pp. 159–172 © IWA Publishing 2005.
- Andreou, S.** (1986). *Predictive models for pipe break failures and their implications on maintenance planning strategies for deteriorating water distribution systems*. PhD thesis, MIT, Cambridge, MA.
- Anita, J.** (2004). *Fragility Analysis of Water Supply Systems*. Cornell University, New York, USA.

- Aslani, P.** (2003). *Hazard Rate Modeling and Risk Analysis of Water Mains*, Project report. Polytechnic University, New York, USA.
- Benjamin, M.M., Sontheimer, H. and Leroy, P.** (1996). *Corrosion of iron and steel*. In: *Internal corrosion of water distribution systems*. 2nd edition. AWWA Research Foundation and DVGW Technologiezentrum Wasser, Denver, CO. pp. 46.
- Bougadis, J. Adamowski, K. Diduch, R.** (2005). *Short-term municipal water demand forecasting*. Hydrological Processes. Vol. 19, Issue 1, pp. 137–148.
- Bowdena, G. Nixon, J. Dandyc, G. Maier, H. Holmes, M.** (2006). *Forecasting chlorine residuals in a water distribution system using a general regression neural network*. Mathematical and Computer
- Boxall, J.B. O'Hagan, A. Pooladsaz, S. Saul, A.J. Unwin, D.M.** (2007). *Estimation of burst rates in water distribution mains*. Water Management, Vol. 160, Issue: 2, pp. 73-82.
- Brunone, B. Ferrante, M. Meniconi, S.** (2009). *Ricerca e controllo delle perdite nelle reti di condotte*, Città Studi.
- Cameron, A.C. and Trivedi, P.K.** (1998). *Regression Analysis of Count Data*, Econometric Society Monographs No. 30, Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- Canadian National Guide to Sustainable Municipal Infrastructure** (InfraGuide), 2002a.
- Chau, K.W.** (2006). *A review on integration of artificial intelligence into water quality modeling*. Marine Pollution Bulletin, Vol. 52, Issue 7, pp. 726-733.
- Chen, J. and Adams, B.J.** (2006). *Integration of artificial neural networks with conceptual models in rainfall-runoff modeling*. Journal of Hydrology. Issue : 318(1-4), pp. 232-249.
- Ciottoni, A.S.** (1983). *Updating the New York City water system*. Proceedings of the Specialty Conference on Infrastructure for Urban Growth. New York, pp. 69-77.
- Clark, R.M. and Goodrich, J.A.** (1989). *Developing a data base on infrastructure needs*. J. Am. J. Am. Water Works Assn., 81~7!, 81–87.
- Clark, R.M., Eilers, R.G. and Goodrich, J.A.** (1988). *Distribution system: Cost of repair and replacement*. Proc., Conf. on Pipeline Infrastructure, B. A. Bennett, ed., ASCE, New York, 428–440.
- Clark, R.M. Stafford, C.L. and Goodrich, J.A.** (1982). *Water distribution systems: A spatial and cost evaluation*. J. Water Resour. Plann. Manage., 108(3), 243–256. [CEDB]
- Cohen, A. and Fielding, M.B.** (1979). *Prediction of Frost Depth: Protecting Underground Pipes*. Jour. AWWA. 71(2):113-116.
- Cox, D.R. and Oakes, D.** (1984). *Analysis of Survival Data*, Chapman and Hall, London, New York.
- Crane, I.A.** (1994). *Incorporating GIS and predictive modeling into facilities management*. pp. 589-
- Cressie, N.** (1991). *Statistics for Spatial Data*, Wiley, New York.
- Cullinane, M.J. Lansey, K.E. & Basnet, C.** (1989). *Water distribution system design considering component failure during static conditions*, Proc. Nat. Conf. Hydr. Eng., ASCE, N.Y., pp.762-767.
- Davies, J.P. Clark, B.A. Whiter, J.T. Cunningham, R.J. Leidi, A.** (2001b). *The structural condition of rigid sewer pipes: a statistical investigation*. Urban water 3. pp. 277-286.
- Davies, J.P. Clark, B.A. Whiter, J.T. & Cunningham, R.J.** (2001a). *A statistical investigation of structurally unsound sewer*. Proceeding of the International Conference on Underground infrastructure research. pp. 125-133.
- Davis, J.P., Allan, I. Burn, S. & van de Graaff, R.** (2003). *Identifying trends in cast iron pipe failure with GIS maps of soil environments*. Proc. Pipes 2003 – Back to Basics: Design & Innovation, Wagga Wagga, NSW, Australia, 21–23 Oct. 2003 (CD ROM).
- De Silva, D. Burn, L.S. Eiswirth, M.** (2001). *Joints in water supply and sewer pipelines: An Australian perspective*. Proceeding of the Conference "Pipes Wagga Wagga", October 2001, Australia.
- Doleac, M.L. Lackey, S.L. and Bratton, G.** (1980). *Prediction of Time-to-Failure for Buried Cast Iron Pipes*, AWWA Annual Conference Proceedings, Atlanta, pp. 31-38, GA., June.
- Eisenbeis, P.** (1994). *Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable*. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg.
- Eisenbeis, P. Le Gauffre, P. and Saegrov, S.** (2000). *Water infrastructure management: An Overview of European Models and Databases*, AWWARF Infrastructure Conference and Exhibition
- Elkateb, M.M. Solaiman, K.** (1998). *A comparative study of medium-weather-dependent load forecasting using enhanced artificial/fuzzy neural network and statistical techniques*. Neurocomputing 23(1-3): 3-13.

- Environmental Protocols**, *Strategic Commitment to the Environment by Municipal Corporations*, Ottawa, Ontario. ISBN 1-897094-50-7.
- Francis, C.** (1994). “*Sieving the evidence on leakage.*” Water and Waste Treatment, DR Publications, London.
- Garry, Doyle** (2000). *The role of soil in the external corrosion of cast-iron water pipelines in University of Toronto*, TORONTO, Canada.
- Goulter, I. Davidson, J. & Jacobs, P.** (1993). *Predicting water-main breakage rates*. Journal of Water Resources Planning and Management, vol. 119, No. 4, pp. 419-436.
- Goulter, I.C. and Kazemi, A.** (1988). *Spatial and temporal groupings of water main pipe breakage in Winnipeg*. Can. J. Civ. Eng., 15, pp. 91-97.
- Grau, P.** (1991). *Problems of external corrosion in water distribution systems*. Water Supply Congress, International Water Supply Association, International Reports, 9 (3/4) 5-1, 5-45.
- Greenwood, R.** (2002). *UKOPA pipeline fault database: pipeline product loss incidents (1961 -2000)*. 2nd Report of the UKOPA fault database management group. Advantica Report Reference: R 4798, June.
- Guercio, R. Margaritora, G. & Xu, Z.** (1995). *Valutazione di campo dell'affidabilità di condotte e organi di sezionamento inseriti in reti di distribuzione in pressione*, Proc. Spec. Conf. on “Sistemi Idropotabili Integrati”, pp.13-26.
- Guikema, S.D. and Davidson, R.A.** (2006). “*Modeling Critical Infrastructure Reliability with Generalized Linear Mixed Models*” Probabilistic Safety Assessment and Management (PSAM) 8, New Orleans, May 2006.
- Gustafson, J.M. and Clancy, D.V.** (1999). *Modeling the occurrence of breaks in cast-iron water pipelines using methods of survival analysis*. Proc., AWWA Annual Conf., American Water Works Association, Denver.
- Habibian, A.** (1994). *Effect of temperature changes on water-main break*, Journal of transportation engineering 120 2 (1994), pp. 312-321.
- Herbert, H.** (1994). *Technical and economic criteria determining the rehabilitation and/or renewal of drinking water pipelines*. Water Supply, 12 (3/4, Zurich), pp. 105-118.
- Herz, R.K.** (1996). *Ageing processes and rehabilitation needs of drinking water*. Journal Water SRT, 1996. 45(5), pp. 221-231.
- Hu, Y. and Hubble, D.** (2005). *Failure conditions of asbestos cement water pipelines in Regina*, Canadian Society of Civil Engineering (CSCE) 33rd Annual Conference, Toronto, Ontario, Canada, June 2-4, 2005.
- Jacobs, P. and Karney, B.** (1994). *GIS development with application to cast iron water main breakage rate*. 2nd Int. Conf. on Water Pipeline Systems, BHR Group Ltd., Edinburgh, Scotland.
- Jarvis, M.G. and Hedges, M.R.** (1994). *Use of soil maps to predict the incidence of corrosion and the need for iron mains renewal*. Journal of the Institution of Water and Environmental Management, Volume 8 Issue 1, pp. 68-75,.
- Kaara, A. F.** (1984). *A decision support model for the investment planning of the reconstruction and rehabilitation of mature water distribution systems*. PhD thesis, MIT, Cambridge, MA.
- Karney, B.W. and McInnis, D.** (1992). *Efficient calculation of transient flow in simple pipe networks*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, No. 7, July 1992, pp. 1014-1030.
- Kettler, A.J. and Goulter, I.C.** (1985). *An Analysis of Pipe Breakage in Urban Water Distribution Network*, Canadian Journal of Civil Engineering, 12, pp. 286-293.
- Kiefner, J.F. and Vieth, P.H.** (1989). *Project PR-3-805: A modified criterion for evaluating the remaining strength of corroded pipe*. Pipeline Corrosion Supervisory Committee of the Pipeline Research Committee of the American Gas Association.
- Kilmeny J. Stephens, Earth Tech, and Janet Jackson,** (2003). *Main Rehabilitation Prioritization - Getting the Data together for OWASA*.
- Kim, S. Gruttola, V.D.** (1999). “*Strategies for Cohort Sampling under the Cox Proportional Hazards Model, Application to an AIDS Clinical Trial*” Lifetime Data Analysis, 5(2), 149-172.
- Kleiner, K.** (1997). *Water Distribution Network Rehabilitation: Selection and Scheduling of Pipe Rehabilitation Alternatives*. Department of Civil Engineering University of Toronto.
- Kleiner, Y. Rajani B.** (1999). *Using limited data to assess future needs*. Journal of the AWWA, 91(7), pp. 47- 62.

- Kleiner, Y. Rajani, B.** (2001). *Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models*. Urban water 3 (2001), pp.131-150.
- Kottmann, A.** (1994). *Pipe Damage due to Air Pockets in Low Pressure Piping*, Proceedings of 2nd International Conference on Water Pipeline Systems, Edinburgh, Scotland, pp. 11-16.
- Kumar, A. Bergerhouse, M. and Blyth. M.** (1987). *Implementation of a pipe corrosion management system*. Corrosion 87, Paper N. 312, National Assoc. of Corrosion Engineers, Houston.
- Lackington, D.W. and Large, J.M.** (1980). *The integrity of existing distribution systems*. Journal of the Institute of Water Engineers and Scientists, 34, pp. 15-32.
- Lambert, A.O.** (1998). *A realistic basis for objective international comparisons of real losses from public water supply systems*. The Institute of Civil Engineers Conf., Water Environment 98 - Maintaining the Flow, London.
- Lei, J. and Saegrov, S.** (1998). *Statistical Approach for Describing Failures and Lifetime of Water*
- Lim, E.L. Pratti, R.** (1996). *Pipe Evaluation System. Internal report from consultants to Seattle Public Utilities*.
- Macmillan,** (1986). *Mechanical reliability*, Great Britain.
- Mains.** *Water Science and Technology*, 1998. 38(6): pp. 209-217.
- Makar, J.M. Desnoyers, R. and McDonald, S.E.** (2001). *Failure modes and mechanisms in gray cast iron pipes*. Underground Infrastructure Research: Municipal, Industrial and Environmental Applications, Proceedings, Kitchener, Ontario, June 10-13, 2001, pp. 1-10
- Marks, D.H. Andreou, S. Jeffrey, L., Park, C Zaslasky, A.** (1987). "Statistical Models For Water Main Failures", U.S. EPA Technical Report, Cooperative Agreement No. CR810558
- Marshall, P.** (1999). *Evaluation of Long Term Performance: The Behaviour of Buried Pipes.*" UKWIR, Research No. 99/WM/20/12.
- Mather, J. Blackmore, Petrie, C. and others.** WS Atkins Consultants Ltd for HSE (2001). *An assessment of measures in use for gas pipelines to mitigate against damage caused by third party activity*.
- Mays, W. Sukru Ozger and Larry,** (2001). *Optimal Location of Isolation Valves in Water Distribution Systems : A Reliability / Optimization Approach*.
- McDonald, S. Daigle, L. and Félio, G.** (1994). "Réseaux d'aqueduc et systèmes d'égouts." Rep., Infrastructures Laboratory, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa (in French).
- McMullen, L. D.** (1982). *Advanced Concepts in Soil Evaluation for Exterior Pipeline Corrosion*, Proceeding AWWA Annual Conference, Miami.
- Melina, G. Kalles, D.** (2000). *Water Network Maintenance Models*. Technical Report at the University of Patras.
- Mishra, A.K. Desai, V.R.** (2006). *Drought forecasting using feed-forward recursive neural network*. Ecological Modeling Vol. 98, Issues 1-2, pp. 127-138.
- Misiunas, Dalius** (2005). *Failure Monitoring and Asset Condition Assessment in Water Supply Systems*. Lund University. Lund - SWEDEN.
- Moglia, M. Burn, S. and Meddings, S.** (2006). *Decision support system for water pipeline renewal prioritisation*. ITcon Vol. 11 pp. 237-248 .
- Montgomery, D.C. Peck, E.A.** (1992). *Introduction to Linear Regression Analysis*. (Probability and Statistics Ser. No. 1346), 2nd Ed. Hoboken, John Wiley & Sons.
- Mordak, J. and Wheeler, J.** (1988). *Deterioration of asbestos cement water mains*, Final Report to the Department of the Environment, Water Research Center, Wiltshire, UK.
- Morid, S. Smakhtinb, V. and Bagherzadehc, K.** (2006). *International Journal of Climatology Drought forecasting using artificial neural networks and time series of drought indices*.
- Morris, R.E.** (1967). *Principal causes and remedies of water main breaks*. J. AWWA, 54: 782-798.
- NWWEC, National Water and Wastewater Engineering Company,** (2006). "Annually failure reports on water distribution system" <<http://www.nww.co.ir>>.
- O'Day, Kelly, Richard, Weiss Chiavari, Suzanne and Blair, Dennis** (1982). *Water Main Evaluation for Rehabilitation/Replacement*. Guidance Manual: Distribution Systems. Prepared for American Water Works Association Research Foundation and US EPA Water Engineering Laboratory, Cincinnati, Ohio. (ISBN 0-915295-10-5).
- Organization for Economic Cooperation and Development** (2003). *Calculation of Operational and Financial Performance Indicators for Azervodokanal Water and Sewerage Utilities*. Baku.

- Pandey, M.D.** (1998). *Probabilistic models for condition assessment of oil and gas pipelines*. NDT&E International, Vol. 31, No. 5, pp. 349-358, 1998
- Pascal, O. and Revol, D.** (1994). "Renovation of water supply systems" Water Supply Congress, International Water Supply Association, 12 ((1/2) Budapest), 6-3, 6-7.
- Pelletier, Genevieve Mailhot, Alain, and Villeneuve, Jean-Pierre** (2003). *Modeling Water Pipe Breaks—Three Case Studies*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 129, No. 2, March/April 2003, pp. 115-123.
- Rajani, B. & McDonald, S.** (1995). *Water pipelines break data on different pipe materials for 1992*
- Rajani, B. Zhan, C. Kuraoka, S.** (1996). *Pipe-soil interaction analysis of jointed water mains*. Canadian Geotechnical Journal, v. 33, no. 3, June 1996, pp. 393-404
- Rajani, B. Kleiner, Y.** (2001). *Comprehensive review of structural deterioration of water mains: physically based models*, Journal of Urban Water, (3), pp. 151-164.
- Rajani, B. Kleiner, Y. Sadiq, R.** (2006). *Translation of pipe inspection results into condition ratings using the fuzzy synthetic evaluation technique*. Journal of Water Supply Research and Technology: Aqua, v. 55, no. 1, Feb. 2006, pp. 11-24
- Report No WSAA 145,** (1998). *Prediction of Pipeline Failures from Incomplete Data*.
- Rigol, J.P. Jarvis C.H. and Stuart, N.** (2001). *Artificial neural networks as a tool for spatial interpolation*, Int. J. Geographical Information Science, 15, pp. 323-343.
- Romanoff, M.** (1964). *Exterior Corrosion of Cast-Iron Pipe*. Journal American Water Works Association, 60(i 2): 1 729-1 143.
- Rossman, L.A.** EPANET User Manual, (1993). Drinking Water Research Division, Risk Reduction Engineering Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH., July, 1993.
- Rossum, J.R.** (1969). *Prediction of pitting rates in ferrous metals from soil parameters*. Journal of American Water Works Association 61: pp. 305–310.
- Røstum, J.** (2000). *Statistical modeling of pipe failures in water networks*. Norwegian University of Science and Technology (NTNU).
- Savic, Dragan A. and Godfery, A. Walters** (1997). *Hydroinformatics, data mining and maintenance of UK water networks*. Journal of Quality in Maintenance engineering. Vol. 46 , No. 6, pp. 415-425.
- Scheduling Optimal Pipeline Replacement.** Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- Schoenfeld, D.** (1982). "Partial residuals for the proportional hazards regression model" Biometrika, 69(1), 239-241.
- Shamir, U. Howard, C.D.** (1979). *An analytic approach to scheduling pipe replacement*, Journal of the AWWA, Vol. 71, No. 5, pp. 248-258, May 1979.
- Silverman, B.** (1986). *Density estimation for statistics and data analysis* (London: Chapman and Hall).
- Sinske, S. and Zietsman, H.** (2004). *A spatial decision support system for pipe-break susceptibility analysis of municipal water distribution systems*. ISSN 0378-4738, Water SA, Vol. 30 No.1.
- Skipworth, P. Engelhardt, M. Cashman, A. Savic, D. Saul, A. Walters, G.** (2002). *Whole life costing for water distribution network management*. Thomas Telford Publishing, London, ISBN 0727731661.
- Smith, E.P.** (1994). *An Optimal replacement- Design Model for a Reliable Water Distribution Network System*. PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Stefanini, P.** (2008). *Metodi di ricerca e prevenzione dei guasti, Troubleshooting-Problem solving – Miglioramento e Prevenzione, Tecnologie Nuove, Tecniche nuove*.
- Burn, S. De Silva, D. Eiswirth, M. Hunaidi, O. Speers, A. and Thornton, J.** (1999). *Pipe leakage, Future challenges and solutions*. Pipes wagga , Australia 1999.
- Stone, S. Dzuray, E.J. Meisegeier, D. Dahlborg, A. and Erickson, M.** (2000). *Decision-support tools for predicting the performance of water distribution and wastewater collection systems*. Logistics Management Institute. McLean VA 22102-7805.
- Sundahl, A.** (1997). *Geographical analysis of water main pipe breaks in the City of Malmö, Sweden*, J. Water SRT – Aqua, 46(1), pp. 40-47.
- Sunil, K. Sinha and Paul, W. Fieguth** (2006). *Neuro-fuzzy network for the classification of buried pipe defects*. Automation in Construction, Vol. 15, Issue 1, pp. 73-83.
- The Sewerage Rehabilitation Manual* (4th edition); WRc; 2001.

- Tsui, E. and Judd, G.** (1991). *Statistical Modeling of Water Main Failures*. Urban Water Research Association of Australia: Sydney.
- Vanrenterghem-Raven, A. Eisenbeis, P. Juran I. and Christodoulou, S.** (2003). *Statistical modeling of the structural degradation of an urban water distribution system: Case study of New York city*. World Water & Environmental Resources Congress and Related Symposia. Philadelphia, Pennsylvania, USA.
- Barnett, Vic** (2004). *Environmental Statistics Methods and Applications*, John Wiley & Sons, Ltd.
- Walski, T. M. and Pelliccia, A.** (1982). *Economic analysis of water main breaks*. J. AWWA, 74(3), pp. 140-147.
- WSSA Facts, (1998), *The Australian Urban Water Industry*, Water Services Association of Australia.
- Wylie, E.B. and Streeter, V.L.** (1993). *Fluid Transients in Systems*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Zhang, T.** (2006). *Application of GIS and CARE-W Systems on Water Distribution Networks, Skärholmen*, Stockholm, Sweden. Royal Institute of Technology, Sweden. PhD Dissertation:

Book and Reports

- Abso Engineering Consulting Company** (2000). Sanandaj's UFW report, Tehran, Iran.
- Alberta Energy and Utilities Board**, (1998). Pipeline Performance in Alberta 1980-1997. Report G.
- American Water Works Service Company**, AWWSC (2002). Deteriorating buried infrastructure management challenges and strategies.
- AWWAFR**, (2000). Investigation of grey cast iron water pipelines to develop a methodology for estimating service life. American water work association research foundation. ISBN 1-58321/063-6.
- AWWA**, (2001). Dawn of the Replacement Era-Reinvesting in Drinking Water Infrastructure. AWWA Water Industry Technical Action Fund, Denver.
- Best Practices**, (2003a). Best practices for utility-based data. Best Practice by the National Guide to Sustainable Municipal Infrastructure, Issue No. 1.0, Ottawa.
- Best Practices**, (2003b). Deterioration and inspection of water distribution systems. Best Practice by the National Guide to Sustainable Municipal Infrastructure, Issue No. 1.1, Ottawa.
- Brunone B.**, Ferrante M., Meniconi S., (2009), Ricerca e controllo delle perdite nelle reti di condotte, Città Studi.

3. Il Modello Fisico-Matematico

Premessa

Questo capitolo si compone di due parti distinte. La prima è costituita da una rapida *review* di tipo generale sul significato di Modello e sulle caratteristiche generali e i principi costituenti dei Modelli in genere. La seconda parte si riferisce più specificamente alla ideazione e costruzione del Modello fisico-matematico di nostro interesse, da applicare al fenomeno delle rotture delle condotte acquedottistiche.

3.1. PARTE PRIMA

[Le scienze non cercano di spiegare, a malapena tentano di interpretare, ma fanno soprattutto modelli. Per modello s'intende un costruito matematico che, con l'aggiunta di certe interpretazioni verbali, descrive dei fenomeni osservati. La giustificazione di un siffatto costruito matematico è soltanto e precisamente che ci si aspetta che funzioni, cioè descriva correttamente i fenomeni in un'area ragionevolmente ampia. Inoltre esso deve soddisfare certi criteri estetici, cioè, in relazione con la quantità di descrizione che fornisce, deve essere piuttosto semplice.]

[John von Neumann]

3.1.1. Introduzione

La nozione di modello risale al sec. VI a.C. quando Pitagora tentò di definire la struttura dell'universo attraverso l'analisi di numeri che rappresentavano i corpi celesti: era un primitivo tentativo di costruire un modello matematico della realtà fisica.

Nel Seicento, attraverso il pensiero di Galileo e Newton, sembrò che un insieme di formule e di equazioni potessero spiegare la dinamica di tutti i corpi e quindi dell'universo intero.

Solo nell'800, con lo sviluppo del calcolo differenziale ed infinitesimale, fu possibile rappresentare molti processi dinamici in termini di equazioni differenziali ed integrali, e l'uso dei modelli matematici si rivelò un potente strumento di indagine scientifica.

Infine, l'uso crescente e generalizzato dei calcolatori in questo secolo ha dato un forte impulso alla modellistica matematica, favorendo l'implementazione di algoritmi sempre più sofisticati ed evoluti, permettendo la risoluzione di problemi sempre più complessi ed introducendo nuove filosofie di ricerca e di indagine. Tra queste, addirittura, quella di fornirsi per il medesimo problema di diversi algoritmi (o modelli) matematici da utilizzarsi in alternativa a seconda dei dati disponibili e dei problemi da risolvere.

I modelli matematici riguardano diverse discipline, da quelle considerate tradizionalmente più quantitative come la fisica e la chimica a quelle che, come la biologia e l'ecologia, hanno conosciuto uno sviluppo più recente, anche a causa della loro maggiore complessità.

Più recente ancora è l'uso sistematico di modelli matematici in settori che coinvolgono decisioni da parte dell'uomo, quali l'economia, la finanza, il Sistema-Ambiente più in generale (i modelli globali).

3.1.2. Tutti i modelli sono sbagliati

*All Models are wrong but some are useful.
(George E. P. Box)*

Il termine <<modello>> è molto in voga, nei contesti più diversi, soprattutto nell'ambito scientifico e tecnologico, e anche economico-aziendale. Siccome i significati attribuiti, spesso implicitamente, a questo

termine sono così vari e spesso sfumati, chiariamo che cosa intenderemo in queste pagine, ma soprattutto in questo contesto di ricerca: *un modello è una rappresentazione semplificata del fenomeno di interesse, funzionale ad un obiettivo specifico.*

È opportuno sottolineare alcuni elementi di questa definizione:

- è essenziale che si tratti di una *rappresentazione semplificata*, perché una copia identica o quasi non servirebbe, dato che manterrebbe tutta la complessità del fenomeno di partenza, mentre ciò che ci serve è proprio una sua riduzione, che elimini gli aspetti inessenziali all'obiettivo e mantenga quelli rilevanti;
- inoltre, se il modello deve essere *funzionale ad un obiettivo specifico*, ne segue che possiamo avere benissimo modelli diversi per lo stesso fenomeno, a seconda degli obiettivi;
- anche una volta fissato l'aspetto del fenomeno che si vuole descrivere resta ancora ampio margine di scelta nella modalità con cui si esprimono le relazioni tra le componenti in gioco;
- quindi questa azione di rappresentazione semplificata può avere luogo in dimensioni diverse: sia il grado di semplificazione con cui questa rappresentazione si concretizza, sia la scelta degli elementi della realtà che vogliamo riprodurre, sia la natura delle relazioni tra le componenti in gioco. Ne consegue che non esiste un <<modello vero>>;
- in conclusione è inevitabile che il modello sia sbagliato, ma deve esserlo in modo tale che sia utile.

Questi commenti si applicano all'idea di modello così come definita in termini generali e quindi anche al caso specifico che ci riguarda dei <<modelli matematici>>.

Con questo termine ci riferiamo a qualunque rappresentazione concettuale in cui le relazioni tra le entità in gioco si esprimono attraverso funzioni matematiche, sia che esse siano scritte su foglio di carta in notazione matematica, sia nel caso in cui la stessa struttura logica sia stata trasferita in un programma da eseguire al calcolatore.

In taluni ambiti, generalmente legati alle <<scienze esatte>>, si può quasi pensare all'idea di un <<modello vero>>, che descrive la precisa meccanica che regola il fenomeno.

L'esempio più limpido in tal senso è, quello delle leggi della cinematica e della dinamica che regolano la caduta dei gravi nel vuoto; in questo caso è legittimo pensare a queste leggi come una fedele descrizione dei meccanismi che regolano la realtà.

Tralasciamo di entrare in una discussione minuziosa per argomentare che in realtà anche in questo caso si sta effettivamente compiendo un'operazione di semplificazione.

È comunque ben evidente che al di fuori del recinto delle cosiddette <<scienze esatte>> il quadro cambia radicalmente, e non è pensabile la costruzione di un <<modello vero>> che costituisca la descrizione degli esatti meccanismi che regolano il fenomeno di interesse.

Esistono ampie aree, soprattutto ma non soltanto della ricerca scientifica, in cui, pur non esistendo una teoria completa e acquisita del fenomeno, si utilizza una formulazione teorica mediante sperimentazione controllata dei fattori rilevanti (Adelchi, 2009).

In altri ambiti, soprattutto fuori da un contesto scientifico, il modello ha una pura funzione operativa, spesso regolata unicamente dal criterio <<basta che funzioni>>, cioè senza avere la pretesa di riprodurre neppure parzialmente il meccanismo che regola il funzionamento del fenomeno. Questa tipologia di formulazioni è spesso associata all'espressione "modello a scatola nera", presa a prestito dall'ingegneria

dei controlli.

3.1.3. Modelli: attributi e funzionalità

Nel settore ingegneristico, i modelli matematici possono essere chiamati a svolgere funzioni interpretative o decisionali dovendo nel primo caso mimare il comportamento di sistemi e nel secondo supportare chi deve prendere decisioni per pianificare o per gestire il territorio.

La gestione e la pianificazione richiedono strumenti differenti perché la pianificazione generalmente si esercita su scale temporali diverse (più lunghe) della gestione, spesso disponendo anche di informazioni meno precise. A loro volta, quindi, i modelli decisionali si presentano con diverse sfaccettature e contribuiscono a rendere ancora più articolato il panorama dei *tools* matematici per l'ambiente.

Un modello matematico può svolgere solo compiti limitati e va scoraggiata l'idea di cercarne uno capace di rispondere a tutte le esigenze.

Al contrario, in simmetria con le banche di dati, conviene pensare a banche di modelli (*model-base*) come archivi con più modelli per soddisfare diverse necessità, rimanendo valida la regola secondo cui: meglio un modello piuttosto che nessuno (*Breiman, 2001b; Bruno, 2005*).

In questo contesto i modelli acquistano un notevole numero di attributi difficilmente riscontrabili in altri strumenti, tra cui in particolare si sottolinea che sono:

- *coerenti*: assolutamente logici;
- *trasparenti*: chiunque può verificare un risultato;
- *selettivi*: i risultati dipendono solo dai processi contenuti nel modello e non vengono distorti da apparecchiature intermedie;
- *elastici*: si adattano a situazioni anche notevolmente diverse da quelle che li hanno ispirati;
- *duttili*: si possono modificare facilmente;
- *veloci e graduabili*: hanno tempi di esecuzione diversi (generalmente minori e comunque modificabili) da quelli dei fenomeni che mimano;
- *chiari*: forniscono restituzioni grafiche;
- *trasportabili*: da calcolatore a calcolatore (dati, programmi e risultati);
- *distribuibili*: ad operatori anche inesperti di calcolatori e di matematica;
- *conservativi*: possono analizzare eventi catastrofici senza produrre danni;
- *economici* in fase di realizzazione e di gestione: costano meno delle osservazioni dirette e dei modelli fisici.

Nonostante queste indubbie qualità i modelli sembrano aver promesso più di quanto non abbiano mantenuto, ma ciò è dovuto soprattutto agli scarsi investimenti fatti su di essi.

Infatti, oggi, mancano gli uomini per costruirli, per svilupparli e per effettuarne le manutenzioni e mancano anche i database per determinarne i parametri e per valutarne le prestazioni. (Questo aspetto è uno degli obiettivi chiave di questa ricerca: la costruzione ed analisi modellistica di un data-base).

Per rendersi conto delle carenze tecniche (oltre a quelle finanziarie) legate al settore è bene ricordare che gli attributi elencati sono disponibili, ma vanno conquistati seguendo itinerari metodologici ormai disegnati con chiarezza.

Infatti, la costruzione, il trasferimento o la modifica di un modello si realizza attraverso una scaletta operativa che comprende i seguenti passi:

- percezione e concettualizzazione del fenomeno;
- descrizione e formulazione del problema;
- individuazione dei parametri;
- validazione del modello.

Per quanto riguarda la fase di percezione e concettualizzazione, si può brevemente dire che si tratta di un passo molto soggettivo e critico per i risultati e che è solo parzialmente tecnico.

Si tratta di un punto che il modellista dovrebbe sviluppare in collaborazione stretta con l'utilizzatore, soprattutto per evitare di essere indotto a prendere vie pregiudiziali sulla spinta di schemi di cui conosce le soluzioni.

Una causa d'inefficacia dei modelli è sicuramente da ricercare anche nell'incomprensione fra modellista ed utente, che però non va ascritta sempre al primo, visto che spesso il secondo evita di leggere le istruzioni, che in genere vengono fornite.

D'altra parte è noto che due persone poste di fronte alla medesima situazione l'affrontano in modi anche notevolmente differenti certificando l'ampiezza dei punti di vista e la loro soggettività.

La fase di descrizione e formulazione del problema consiste nell'isolare un set di regole che inquadrano le conoscenze attuali e le predispongono per una formalizzazione matematica.

Il risultato è, generalmente, costituito da un numero di relazioni fra grandezze, alcune delle quali sono espresse sotto forma di equazioni integro-differenziali per le quali si devono sviluppare soluzioni: esatte, approssimate o numeriche.

Naturalmente, neppure questa fase ha risultati unici ed è proprio la molteplicità delle formalizzazioni che consiglia di predisporre archivi con più modelli.

L'individuazione dei parametri (parametrizzazione) è ancora una fase delicata che contiene una quota di soggettività. Infatti si tratta di determinare dei valori numerici da attribuire ai parametri delle relazioni in modo da realizzare la stima che meglio approssima la conoscenza attuale del fenomeno (quella rappresentata dal data-base).

Il concetto di miglior stima è chiaro ma i modi per attuarla sono molti (ad esempio, minimi quadrati, massima verosimiglianza, reti neurali, ecc.) ed ognuno ha risultati diversi.

La validazione del modello si esegue per collaudare le capacità interpretative e/o previsionali del prodotto prima che possa essere usato per scopi pratici. Le verifiche di questa fase vanno condotte considerando situazioni normali ed anomale delle quali esistano dati non utilizzati per l'individuazione dei parametri. Alla fine di questo ciclo si dispone di un database e di un modelbase che saranno stati trasferiti su un calcolatore per semplificare le operazioni e per risolvere i problemi numerici: ogni modelbase richiede un database e viceversa perché l'uno senza l'altro servono a ben poco.

Inoltre, si deve tenere presente che lo sviluppo di un database e del collegato modelbase è un'operazione a lungo termine perché alla fase di realizzazione segue, generalmente, una di affinamento. L'affinamento è un processo ciclico che si ottiene completando il database attraverso le indicazioni del modelbase e quindi usando i nuovi dati per migliorare il modelbase.

Un tale processo finisce solo quando i risultati soddisfano completamente o si stabilisce che per quella via gli obiettivi non possono essere raggiunti.

La scienza del secolo appena trascorso si è caratterizzata per il suo contraddire la possibilità di riduzionismo ipotizzata invece durante i secoli precedenti, per esempio da Simon De Laplace (e dai suoi seguaci) nel suo trattato sulla teoria della probabilità (*Theorie Analytique des Probabilités*, 1812):

«Tutti gli eventi, anche quelli che per loro piccolezza sembrano non dipendere dalle grandi leggi della

natura, ne sono una conseguenza altrettanto necessaria delle rivoluzioni del Sole. Per l'ignoranza dei legami che li uniscono al sistema intero dell'Universo, li si è fatti dipendere dalle cause finali e dal caso secondo che si producevano e si susseguivano con regolarità e senza ordine apparente; ma queste cause immaginarie sono state successivamente allontanate assieme ai confini delle nostre conoscenze, e scompaiono completamente di fronte alla sana filosofia che non vede in esse altro che l'espressione della nostra ignoranza delle cause vere».

Tutte queste affermazioni sono in realtà state contraddette dalle numerose scoperte scientifiche del Novecento: al riguardo basti per esempio pensare alla non risolubilità del problema dei <<tre corpi>> (il quale afferma che è impossibile conoscere esattamente le traiettorie di tre o più corpi celesti interagenti gravitazionalmente), oppure all'introduzione della meccanica quantistica, oppure ancora alla sempre maggiore complessità dei sistemi regolati da leggi apparentemente semplici, oppure alla teoria dei sistemi.

In base alle attuali conoscenze, si può tranquillamente affermare quindi che non esiste una scienza matematica della natura, ma piuttosto una collezione assai articolata di metodi (ovvero di simboli e regole formali per usarli) e teorie (significati da associare ai simboli) che non si può ricondurre a qualcosa di unitario, i quali formano un linguaggio ricco di categorie concettuali (logico-formali) utile per descrivere i sistemi naturali.

Gli insegnamenti che si possono trarre a riguardo della costruzione di modelli sono i seguenti:

- è necessario avere almeno un'idea delle grandezze caratteristiche del problema che si vuole affrontare;
- servono ipotesi per stabilire relazioni formali (equazioni) tra queste grandezze;
- nel contempo occorre fare semplificazioni che consentano di calcolare i valori cercati.

Da queste considerazioni emerge chiaramente come un modello (pur semplice dal punto di vista matematico) sia una miscela complessa di ipotesi, pregiudizio, manipolazione matematica non riconducibile a schemi seguibili pedissequamente.

Di solito si ritiene che lo scopo principale di un modello sia fare previsioni sull'andamento di un determinato fenomeno, è però anche importante tutto ciò che si impara durante la fase di costruzione di un modello, ossia l'intreccio di modellizzazione ed esperienza che contribuisce a formare il nostro patrimonio di conoscenza.

Si può allora tentare di definire (Israel, 1988) un modello matematico come una rappresentazione formale di idee o conoscenze relative ad un fenomeno.

È opportuno precisare due aspetti salienti di questa definizione:

- un modello matematico è una rappresentazione formale, cioè non discorsiva di un fenomeno;
- non esiste una via diretta dalla realtà alla matematica perché il processo si sviluppa passando attraverso idee e conoscenze (ossia il fenomeno non determina automaticamente la sua rappresentazione matematica, ma sono le idee e le conoscenze ad essere oggetto del modello).

In definitiva, le funzionalità di un modello matematico possono così essere sintetizzate:

- definire un problema;
- organizzarne lo studio;

- comprendere i dati che si sono raccolti;
- fare previsioni.

3.1.4. La formulazione di un modello

I fenomeni naturali e i sistemi fisici sono caratterizzati da un'estrema complessità, dato che in essi intervengono numerose variabili, tutte intrinsecamente connesse in modo non lineare.

In generale, chiameremo sistema un insieme di elementi nel quale si definisce una legge che lega questi elementi tra loro (Comincioli, 1993).

Quando il sistema evolve nel tempo parleremo di sistema dinamico. Si pensi al sistema planetario, ad un sistema economico, ad un sistema ecologico, etc. (Pontrelli et al., 2006; Smith, 1975).

Una volta individuato il sistema da studiare, si passa al concetto di modello.

È questa un'astrazione matematica che crea un'analogia, una corrispondenza con il sistema reale.

Esso è dunque una rappresentazione idealizzata della realtà e si esprime attraverso una relazione in termini logico-matematici tra le variabili caratteristiche del sistema.

Tale relazione può essere costituita, ad esempio, da equazioni differenziali, integrali, da un sistema di equazioni algebriche, da disequazioni. Sarà perciò possibile studiare le proprietà del modello, per comprendere e prevedere l'evoluzione stessa del sistema, o le relazioni tra le diverse variabili, o per capire le conseguenze di un certo intervento, in modo da poter intervenire poi direttamente nella realtà.

Nella costruzione di un modello si devono evidenziare solo le variabili e i parametri più significativi per la comprensione del problema in esame.

Infatti, raramente, i modelli includono tutti gli aspetti di un fenomeno, ma si limitano a descriverne quelli più essenziali, in modo che il modello sia più semplice da risolvere e più utile nel capire la correlazione tra i vari elementi che lo compongono.

Un altro requisito è l'*ammissibilità*, ossia la condizione per cui il problema matematico sia ben posto e non violi principi fisici di compatibilità o leggi di conservazione.

Un modello poi, per essere funzionale, deve possedere contemporaneamente i seguenti tre elementi che spesso sono in contrapposizione tra loro:

- *generalità*: deve descrivere una classe di fenomeni quanto più ampia possibile;
- *affidabilità*: deve descrivere un processo abbastanza accuratamente, in modo che il modello, pur fornendo risultati approssimati, sia abbastanza significativo;
- *semplicità*: deve essere sufficientemente semplice da poter essere risolto matematicamente.

Nel delicato equilibrio tra questi tre fattori sta la definizione di un buon modello.

Per la soluzione delle equazioni espresse dai modelli, si utilizzano essenzialmente due approcci: quello *qualitativo* che permette di avere un'idea su alcune proprietà delle soluzioni (esistenza e unicità, tendenza ad uno stato stazionario, presenza di oscillazioni, esprimibilità per mezzo di funzioni elementari, etc.) e quello *quantitativo*, o numerico, con il quale è possibile trovare dei valori approssimati delle soluzioni.

La complessità e la non linearità della maggior parte dei modelli richiedono particolare attenzione nella loro risoluzione numerica. È necessario individuare un algoritmo ad hoc che consenta di arrivare alla soluzione approssimata del problema nel modo più efficiente e accurato possibile.

Un ultimo aspetto non meno importante è la validazione del modello, che riguarda il confronto tra le risposte fornite da un certo modello e quelle del sistema reale.

Questo confronto evidenzia inevitabilmente alcune discrepanze tra risultati ottenuti dal modello e dati sperimentali (considerati questi ultimi privi di errori di misura).

Queste sono dovute essenzialmente a due cause che è importante riuscire a separare:

- il modello si basa su un'ipotesi falsa o troppo grossolana, usa una legge empirica, non universale, oppure utilizza una semplificazione inopportuna. In questo caso si perfeziona il modello eliminandone alcuni elementi secondari o introducendone altri più importanti e si ripetono le fasi precedenti fino a che le risposte ottenute dalla simulazione non siano sufficientemente rappresentative della realtà;
- il metodo numerico utilizzato non risolve il problema in maniera sufficientemente accurata e quindi occorre migliorarlo.

I modelli, opportunamente interpretati ed utilizzati, offrono numerosi vantaggi:

- permettono di comprendere meglio la realtà, evidenziando il contributo dei vari aspetti concorrenti.
- danno informazioni sulle distribuzioni e i legami tra le grandezze in gioco che sarebbe stato possibile ottenere solo con un elevato numero di strumenti. Il modello infatti è generalmente globale, mentre la misura è per lo più locale.
- permettono di ridurre o evitare gli esperimenti reali, che spesso sono costosi e poco affidabili e consentono peraltro di replicare le simulazioni all'infinito, a differenza della realtà fisica che per sua natura non sempre è riproducibile. Inoltre, i risultati delle simulazioni forniscono indicazioni per un raffinamento successivo del modello stesso. Attraverso un processo di prova e riprova sono possibili graduali miglioramenti a basso costo.
- danno informazioni su processi altrimenti non osservabili o misurabili o quando gli strumenti di misura potrebbero alterare il fenomeno stesso. A differenza dello strumento di misura, il modello non è invasivo.
- forniscono un livello di dettaglio superiore all'esperimento. Spesso l'evoluzione di un processo è meglio descritta da un modello che da un esperimento.
- consentono un'espansione o una contrazione temporale, ovvero il tempo simulato può essere scalato a piacere: si possono così analizzare singole fasi che altrimenti non sarebbero accessibili in caso di rapida evoluzione del sistema, oppure, al contrario, si possono contrarre i tempi di svolgimento e quindi è possibile prevedere l'evoluzione del fenomeno su periodi lunghissimi.
- sono un ausilio utile (ed economico) nella progettazione di macchine, sistemi di controllo, infrastrutture, e aiutano a capire quali sono gli eventuali problemi, i difetti da eliminare, le parti da migliorare.

3.1.5. Classificazione dei Modelli

I modelli, in senso stretto, sono sistemi di equazioni matematiche usati per descrivere i meccanismi di funzionamento economici, sociali, industriali, ambientali del nostro pianeta.

Questi sistemi di equazioni vengono introdotti in elaboratori elettronici al fine di controllare che le variabili si comportino effettivamente come le corrispondenti grandezze nel mondo reale e, quindi, di

prevedere gli andamenti futuri di queste ultime.

Il principale scopo è quello di giungere sperabilmente a prevedere eventi o almeno tendenze future nel mondo reale. Se fosse possibile formulare previsioni a lungo termine, i piani, i programmi e le politiche potrebbero essere formulati in modo più sicuro ed efficace per raggiungere risultati desiderabili e per evitare crisi.

In ambito modellistico, si può parlare in generale di modello *astratto* e *non fisico* di un processo, di una macchina o di un sistema.

Infatti lo stesso processo o sistema può essere rappresentato in molti modi diversi, a seconda degli aspetti che si vogliono analizzare in un dato contesto.

Se pensiamo al moto di un corpo pesante nell'atmosfera, potremmo modellarlo considerandolo equivalente ad un punto materiale. Facendo così, ne trascuriamo del tutto le dimensioni fisiche, il che non produce alcun inconveniente purché la densità del corpo sia abbastanza alta e purché la sua velocità sia inferiore a certe soglie.

Nelle stesse ipotesi (supponendo che la resistenza dell'aria possa essere trascurata e che il corpo sia soggetto alla gravità ma non ad altre forze esterne), potremo essere giustificati nel non tenere conto del peso del corpo. Infatti corpi di pesi diversi cadono da altezze non rilevanti esattamente negli stessi tempi.

Questa osservazione suggerisce già che la stessa raccolta dei dati di base deve essere orientata all'obiettivo prefisso. Non è ragionevole ammassare moli enormi di dati, senza aver formulato piani del modo in cui andranno utilizzati. D'altra parte è ovvio che solo disponendo di dati appropriati, possiamo tentare la costruzione di un modello (Kendall *et al.*, 1969; Levine, *et al.*, 2006; Milanato, 2008).

Parliamo spesso di *modelli dinamici* quando le grandezze e le interazioni da studiare, sono variabili nel tempo. I *modelli statici*, invece, analizzano le dipendenze fra grandezze in un dato istante: è come se fotografassero una situazione immobilizzandola. Appartengono alla categoria dei sistemi statici alcuni modelli econometrici, come le matrici input/output di Leontief.

I modelli possono essere *lineari* o *non lineari*. Nei primi si assume che fattori diversi sovrappongano i loro effetti in modo lineare. Se un primo fattore produce da solo un effetto E_1 e un secondo fattore produce un effetto E_2 , l'applicazione simultanea dei due fattori produrrà l'effetto $E_1 + E_2$. Quando questo non si verifica, un modello lineare è inadeguato a rappresentare la realtà.

Dovrà essere usato un modello non lineare.

I modelli possono essere *aperti* oppure *chiusi*. Nei *modelli aperti* alcune delle variabili si evolvono secondo sequenze di valori determinate dall'esterno del modello. Queste variabili si chiamano *esogene*.

Esse possono essere state determinate in base alla conoscenza di situazioni deterministiche in dati campi e per certi periodi di tempo. Nei *modelli chiusi*, invece, ogni sequenza (in genere temporale) di valori assunti da una variabile viene determinata all'interno del modello.

I meccanismi che governano i valori delle variabili dipendono dalle vicissitudini attraversate da altri fattori ed altre variabili.

Queste dipendenze mutue si chiudono in cicli di *retroazione* (o *feedback*). I modelli possono essere molto *aggregati*, se raggruppano in una sola quantità (caratterizzata da una sua misura) molte entità che sono omogenee fra loro da qualche punto di vista, mentre possono essere eterogenee per altri.

Altri modelli, invece, sono più *disaggregati*. Analizzano separatamente i meccanismi di variabilità dei fattori nell'ambito di ciascuna <<regione>>. Poi i valori determinati in una <<regione>> possono interagire con quelli relativi agli stessi o ad altri fattori in altre <<regioni>>.

È ovvio che in generale si ottengono risultati più precisi con modelli più disaggregati, purché i dati disaggregati siano disponibili e significativi.

Questa maggiore precisione, però, si paga con una complessità molto maggiore del modello, che

diventa così più costoso da costruire e da gestire.

I modelli sono utili se davvero funzionano in modi atti a rappresentare abbastanza fedelmente la realtà, almeno entro certi limiti di spazio, di tempo e di variabilità dei fattori implicati (Zani, 1997).

Dimostrare che un modello è fedele alla realtà (con i vincoli citati) significa averlo *validato*.

Se un modello può essere validato anche relativamente a intervalli di tempo futuri, questo implica che il modello ha *valore predittivo*.

È noto che questa sicurezza può essere raggiunta raramente. Quando trattiamo situazioni complesse, implicanti numeri enormi di elementi e di fattori, spesso le fluttuazioni dei valori finali dipendono da meccanismi così molteplici da rendere necessario un approccio *probabilistico*.

I *modelli stocastici* sono, appunto, quelli che sfruttano strumenti del calcolo delle probabilità per giungere almeno a indicare quale sia l'incertezza da cui le previsioni sono affette (Piccolo, 1990-1998).

Alcuni modelli possono rappresentare uno stato stabile dei sistemi modellati oppure possono rappresentare successioni di stati transitori che non si ripetono mai identici a sé stessi.

Può accadere che un modello indichi come, partendo da certe condizioni iniziali, il sistema rappresentato debba divenire instabile e, ad esempio, raggiungere un collasso a causa del valore eccessivo o troppo scarso di certe variabili.

È chiaramente un problema di validazione quello di determinare se l'instabilità è davvero un carattere del sistema modellato, oppure è presente solo nel modello.

In generale, premessi e specificati i precedenti attributi funzionali, i modelli matematici potrebbero essere molto grossolanamente suddivisi nelle seguenti categorie: ***modelli deterministici***, ***modelli semi-deterministici***, ***“ereditari”*** e ***stocastici***.

I modelli ***deterministici*** sono quelli in cui l'evoluzione del sistema è determinata in modo univoco dal suo stato iniziale. Più precisamente, parliamo di modelli deterministici quando si suppone che, note le equazioni che regolano la dinamica delle variabili ed il loro stato all'istante iniziale, si possa determinare il loro stato ad ogni istante futuro. Tra i modelli deterministici, chiameremo differenziali quelli che si rappresentano con un insieme di equazioni (o disequazioni) differenziali.

I modelli deterministici, pertanto, si confinano in un ambito in cui l'evoluzione del sistema è governata da una legge ben esprimibile in termini analitici. In realtà molti fenomeni in natura sono retti da leggi poco note, o conosciute solo empiricamente. Inoltre, gli stessi fenomeni sono spesso influenzati da fattori dalle caratteristiche imprevedibili (si pensi, ad esempio, agli eventi meteorologici, al flusso dell'acqua di un fiume, al rotolare di un dado, come anche ad alcuni processi economici), non riconducibili esclusivamente ad un'interpretazione deterministica.

Per questi sistemi è possibile dare solo delle stime di probabilità che esso si trovi in determinati stati e le leggi secondo cui tali probabilità evolvono: essi danno luogo a modelli che, via via, si allontanano progressivamente dal determinismo per approdare nella vasta ed estesa teoria probabilistica.

Non sempre l'evoluzione dei fenomeni ha, infatti, una spiegazione deterministica, ma deve considerare alcuni di essi come se fossero prodotti dal caso (il moto browniano rappresenta l'esempio per eccellenza di un fenomeno assolutamente aleatorio, espressione della casualità pura).

In generale, la comparsa di tali fenomeni casuali è da porre in relazione con la presenza di *processi perturbativi* che di per sé sono deterministici: accade però che una *perturbazione* comunque piccola dello stato iniziale del sistema produce una variazione enorme nell'evoluzione del sistema stesso.

Dato che la rilevazione dello stato iniziale è inevitabilmente approssimata, questo significa che esistono sistemi che, per quanto deterministici, non consentono la previsione.

È questo il limite intrinseco dei modelli deterministici, che spiega anche i modesti risultati finora ottenuti nello studio e nella previsione degli eventi meteorologici.

Se da un lato, la scoperta del caos generò, ai primi del '900, una crisi definitiva e irreversibile del determinismo, dall'altro, essa ha permesso di far rientrare nell'ambito di una descrizione causale alcuni processi caratterizzati da comportamenti aleatori.

Ad esempio, che cosa rende il moto di un fluido tanto difficile da prevedere rispetto al moto del sistema solare? Entrambi i sistemi sono costituiti da molte componenti e sono retti dalla seconda legge della dinamica:

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a} \quad (3.1)$$

che può essere considerata una semplice formula valida per tutti i sistemi dinamici: essa consente di prevedere l'evoluzione di un sistema, nota che sia la sua condizione ad un dato istante.

Al fisico sovietico Landau è attribuita un'efficace spiegazione del moto aleatorio dei fluidi turbolenti: essi conterrebbero molte oscillazioni diverse e indipendenti che, man mano che il fluido aumenta la sua velocità, entrano nel moto una alla volta. Benché le singole oscillazioni possono essere semplici, la complessità non lineare del moto combinato rende impossibile prevedere il flusso complessivo.

Qualunque effetto, per quanto piccolo, acquista rapidamente proporzioni macroscopiche.

È questa una delle caratteristiche fondamentali del caos.

Le precedenti considerazioni moderano e conducono la determina del modello a strutture e tipologie sempre più distinte e distanti da quelle puramente deterministiche.

Se ciò avviene, lo stato iniziale del sistema opera una influenza sulla sua evoluzione futura ma non necessariamente su quella passata.

Modelli che effettuano operazioni di questo tipo sono i modelli *semi-deterministici* in cui lo stato iniziale del problema determina la sua evoluzione futura, ma non quella passata.

La diffusione del calore è un esempio di processo semideterministico.

I modelli *ereditari* sono, invece, quelli in cui l'evoluzione del sistema non è determinata soltanto dal suo stato iniziale (presente) ma anche da tutto il passato del sistema. Un sistema meccanico che sia stato sottoposto a ripetute sollecitazioni (come un filo metallico sottoposto più volte a torsioni) va pensato come un sistema ereditario. A determinare l'evoluzione interviene infatti non soltanto il suo stato presente ma tutto il suo stato passato, la storia delle sollecitazioni cui è stato sottoposto (Murray, 1989).

Infine, come sostanzialmente già introdotto in precedenza, un modello *stocastico* (in greco *stochos*: congettura) serve a descrivere processi in cui le variabili in gioco hanno un comportamento casuale (variabili aleatorie).

Un'altra classificazione del tutto indipendente dalla precedente, e che anzi la taglia trasversalmente è quella in modelli *“descrittivi”* e di *“controllo”* (o *“normativi”*, cioè che servono a determinare le regole da imporre ad un processo affinché obbedisca a dei fini predeterminati).

I modelli *descrittivi*, come dice la parola, hanno lo scopo specifico di descrivere un fenomeno: gli scopi e l'uso di questa descrizione possono beninteso essere i più disparati.

I modelli di *controllo* nascono soprattutto in connessione con i processi di tipo artificiale oppure con l'esigenza di modificare il comportamento di certi fenomeni naturali.

Lo scopo è quello di individuare le caratteristiche quantitative di un processo artificiale e controllabile al fine di raggiungere l'obiettivo posto. In questo senso si è parlato di modelli di controllo.

L'obiettivo non è la descrizione di un processo, ma il suo controllo a fini predeterminati.

In modelli del genere interviene soprattutto un obiettivo e una variabile da rendere minima.

È ragionevole e plausibile descrivere, contemporaneamente ed indipendentemente dalle precedenti classificazioni, anche caratteristiche di previsionalità di un modello, naturalmente indissolubilmente ed

intrinsecamente legate alla natura stessa del modello.

In generale si può definire la previsionalità in due ambiti distinti.

È usuale distinguere a tal fine i metodi in *esplicativi* ed *estrapolativi*. Si fornisce di seguito una breve definizione di entrambi ma di essi si dirà successivamente in paragrafi dedicati.

I metodi *estrapolativi* tentano di identificare in forma funzionale le eventuali regolarità evidenziate da una serie temporale di osservazioni riferite a una medesima grandezza. I metodi *esplicativi* invece cercano di identificare in forma funzionale gli eventuali nessi logici che legano tra loro due o più grandezze.

Quelle che precedono, non sono classificazioni rigorose ma soltanto distinzioni utili ai fini di orientarsi in una tematica così vasta.

3.1.6. La previsionalità

La previsione di dati ed informazioni relative all'evoluzione di variabili <<aziendali>> è di importanza cruciale per l'impostazione di politiche di pianificazione e programmazione (Vercellis, 1997).

Per pianificare, infatti, la "produzione/gestione" di un'azienda, non basta sapere che la domanda di prodotti o servizi è in aumento o diminuzione, ma è fondamentale prevedere l'andamento della domanda futura dei prodotti, dei prezzi, dei costi delle materie prime e di tutti quei fattori che si ritengono influenti nell'attività di produzione, cioè il tasso di cambiamento del fenomeno studiato.

In particolare, due diverse categorie di modelli di previsione verranno, di seguito, approfondite: i *modelli estrapolativi* ed *esplicativi*.

Le imprese (Enti Gestori) sono chiamate ad operare in un ambiente economico competitivo e caratterizzato da una forte turbolenza. Per questo motivo si richiede l'adozione di politiche gestionali dinamiche, capaci di fornire reazioni tempestive di fronte ai continui cambiamenti a livello tecnologico, organizzativo e ambientale.

Infatti, ogni decisione all'interno di un'azienda, dipende in larga misura da eventi e condizioni che si verificheranno nel futuro.

In questo quadro emerge la forte esigenza di formulare previsioni che riguardano il futuro.

Le previsioni, infatti, svolgono un ruolo centrale che si colloca alla base dell'intero processo decisionale. Previsioni imprecise ed inadeguate rischiano, quindi, di invalidare le conclusioni raggiunte attraverso la faticosa realizzazione e risoluzione di un modello di decisione, secondo il principio noto come *garbage in garbage out*.

Tendenzialmente, soprattutto in passato, nelle imprese una larga parte dei processi decisionali si basava su decisioni che provenivano in prevalenza da valutazioni empiriche e opinioni soggettive.

Si è scorta, negli ultimi anni, una marcata tendenza al cambiamento, che ha condotto, in molti casi, all'adozione di tecniche previsionali più evolute e di natura quantitativa.

Con il termine di processo previsionale si intende riferirsi a quel complesso di attività, più o meno esplicite, che conducono alla formulazione di una previsione.

Spesso i termini previsione e predizione sono utilizzati come sinonimi; è giusto però, fare una distinzione tra i significati dei due termini.

La previsione consente di associare delle probabilità di occorrenza a eventi futuri, oppure di specificare intervalli di confidenza alla stima di grandezza che saranno osservabili e misurabili nel futuro.

La predizione consiste invece nell'identificazione dello specifico valore che una grandezza misurabile assumerà nel futuro.

Le previsioni costituiscono un'informazione rilevante per diverse categorie di decisioni aziendali.

Tutte le funzioni di un'impresa utilizzano in qualche misura informazioni di natura previsionale per sviluppare le proprie decisioni. Tuttavia, gli obiettivi di questi processi decisionali sono assai differenti, e differenti risultano pertanto le opportunità che le previsioni devono offrire in ciascuna situazione.

Gli obiettivi del processo previsionale, quindi, sono molto vari e spaziano in tutti gli ambiti organizzativi e gestionali dell'impresa.

L'obiettivo principale di tutti i modelli previsionali, però, è quello di conoscere una stima del valore atteso insieme ad una stima dell'errore che il modello di previsione può produrre.

L'ampiezza dell'orizzonte di previsione è un fattore che caratterizza in modo significativo il processo previsionale.

Le previsioni, infatti, possono riguardare un immediato futuro, fino a 12 mesi, dove le previsioni rappresentano il sostegno per decisioni di carattere operativo.

Oppure possono essere rivolte alla pianificazione a medio termine, tra 12 e 24 mesi, dove si costruiscono previsioni per supportare decisioni relative ai piani aggregati di produzione e/o gestione.

Vengono definite decisioni di carattere tattico.

Infine, possono avere come oggetto un'ampia estensione futura, oltre i 24 mesi, dove si formulano previsioni che fungono da supporto alle decisioni manageriali per quanto riguarda i piani di sviluppo dell'impresa: acquisti di società, costruzione di nuovi stabilimenti, aumento della capacità produttiva, etc.

Vengono definite decisioni di carattere strategico.

Nelle tre situazioni descritte, caratterizzate rispettivamente da un breve, medio e lungo orizzonte di previsione, gli obiettivi dei decisori che intendono utilizzare le previsioni sono molto diversi, così come diverso è il grado di accuratezza e di dettaglio che si richiede alle corrispondenti previsioni.

La scelta dell'orizzonte di previsione dipende dal problema specifico: è infatti funzione del tempo necessario per l'implementazione di una decisione.

Esistono quattro tipi principali di tecniche di previsione, che saranno presentati qui di seguito.

I metodi estrapolativi utilizzano i valori di una serie storica di osservazioni relative ad una grandezza per ricavarne le eventuali regolarità che si manifestano e per proiettarne l'andamento nel futuro.

Ad esempio, sulla base di una serie storica dei volumi di vendita settimanali per un prodotto, un metodo estrapolativo cerca di identificare un'eventuale stagionalità o tendenza che consentono di prevedere l'andamento delle vendite nelle settimane future. La forma funzionale e il valore degli eventuali parametri della funzione vengono determinati sulla base di osservazioni delle diverse variabili in corrispondenza di periodi passati.

I metodi esplicativi cercano di identificare relazioni quantitative di natura funzionale tra la grandezza di cui si vuole ottenere la previsione e un insieme di variabili che si ritiene possano influenzarne il valore.

I metodi di conteggio, e più in generale i metodi di inferenza statistica, vengono utilizzati per stimare medie e percentuali di una popolazione.

La scelta di una metodologia di previsione dipende principalmente dalle caratteristiche e dagli obiettivi delle decisioni per le quali verrà utilizzata.

La lunghezza dell'orizzonte temporale, la disponibilità e l'omogeneità di un'ampia base di dati storici, le caratteristiche del prodotto a cui le previsioni si riferiscono, come la fase del ciclo di vita, sono alcuni dei fattori che influenzano la scelta di un metodo. Ad esempio, nella fase iniziale del ciclo di vita del prodotto, non essendo disponibili i dati di vendita, si può ricorrere unicamente a test di mercato e a opinioni soggettive per la previsione delle vendite. Nella fase di maturità o declino del prodotto, invece, si hanno a disposizione tutti i dati di cui si necessita per poter utilizzare in maniera vantaggiosa i modelli quantitativi.

Si deve, inoltre, considerare l'analisi di costi e benefici legati all'adozione di una determinata classe di

metodi. In generale, le analisi empiriche indicano che raramente è giustificata l'adozione di tecniche previsionali molto sofisticate, che si rivelano poco robuste in relazione al carattere dinamico della serie di dati di origine economica.

Metodi più semplici quali regressioni esplicative e modelli di smoothing estrapolativi, che verranno descritti nei prossimi capitoli, si rivelano, di solito, molto più efficaci in relazione alla formulazione di previsioni aziendali.

A questo punto, una volta individuata una classe di metodi previsionali da utilizzare, è necessario procedere all'identificazione dei parametri del modello. Questa attività viene condotta utilizzando le osservazioni disponibili, e comporta solitamente la risoluzione di un problema di ottimizzazione, che consiste nella minimizzazione della somma dei quadrati degli scarti.

Dopo aver sviluppato e messo a punto un modello di previsione, è necessario tenere sotto controllo i risultati che esso produce, per valutarne l'efficacia.

In pratica, questa attività di monitoraggio si riduce a confrontare ciascuna delle previsioni formulate mediante il modello con le corrispondenti realizzazioni osservate.

Ad esempio, se si utilizza un modello estrapolativo per prevedere la domanda futura nel corso di quattro settimane, si confrontano i valori previsti con le vendite registrate. Nel caso emergano significativi dati discordanti, è necessario rivedere il modello, procedendo ad una nuova identificazione dei parametri, o addirittura operare una diversa scelta per la forma funzionale del modello.

Metodi Estrapolativi

Una serie storica è una sequenza di valori A_t assunti da una grandezza misurabile, in corrispondenza di specifici istanti temporali t , di norma collocati uniformemente giorni, settimane, mesi, trimestri, anni, ed esprime la dinamica di un certo fenomeno nel tempo.

Le serie storiche vengono studiate sia per interpretare un fenomeno, individuando componenti di trend, di ciclicità, di stagionalità, sia per prevedere il suo andamento futuro.

Una variabile serie storica è una variabile casuale che corrisponde alle osservazioni di una serie storica, quindi all'osservazione del fenomeno.

I metodi estrapolativi utilizzano i valori di una serie storica di osservazioni relative ad una grandezza per ricavare le eventuali regolarità che si manifestano e per proiettarne l'andamento nel futuro. Tipico esempio di modelli estrapolativi sono i modelli a media mobile, di smoothing esponenziale, metodi autoregressivi a media mobile, metodi autoregressivi integrati a media mobile. Nel seguito si svilupperà in particolare il metodo a media mobile. Per gli altri si rimanda alla letteratura tematica specifica.

Indichiamo come F_{t+1} una predizione del valore della serie storica A_{t+1} per il periodo $t+1$.

Supponendo di trovarsi al periodo t , e di disporre dei valori di una serie storica per periodi nel passato, la forma generale di un modello estrapolativo è la seguente:

$$F_{t+1} = f(A_t, A_{t-1}, \dots, A_{t-k+1}) \quad (3.2)$$

Lo sviluppo di un modello estrapolativo comporta la scelta della forma funzionale più idonea a rappresentare la specifica serie storica oggetto della previsione.

Le previsioni formulate al tempo t e riferite a periodi successivi a $t+1$ si basano sull'applicazione del modello ai valori noti fino al tempo t e a predizioni formulate per i periodi successivi sulla base del modello stesso, ovvero:

$$F_{t+m} = f(F_{t+m-1}, F_{t+m-2}, \dots, F_{t+1}, F_t, A_t, A_{t-1}, \dots, A_{t-k+1}) \quad (3.3)$$

Risulta pertanto evidente che le previsioni divengono sempre meno attendibili quanto più ci si spinge nel futuro con l'orizzonte di previsione.

Metodi Esplicativi

I metodi esplicativi cercano di identificare relazioni quantitative di natura funzionale tra la grandezza di cui si vuole ottenere la previsione e un insieme di variabili che si ritiene possano influenzarne il valore.

Si annoverano tra di essi la regressione lineare semplice e/o ponderata, la regressione lineare multipla.

Nel seguito si svilupperà in particolare la regressione lineare ponderata. Per gli altri, si rimanda alla letteratura tematica specifica. Si ipotizza che esista un legame di natura causale tra una variabile y , detta dipendente, di cui si vuole prevedere il valore e un insieme di m variabili (x_1, x_2, \dots, x_m) , dette indipendenti.

Si postula inoltre che questo legame possa venire espresso mediante una relazione funzionale:

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_m) \quad (3.4)$$

Le previsioni formulate con l'ausilio di un modello esplicativo non devono necessariamente dipendere da istanti temporali, a differenza di quanto avviene per una serie storica.

Un modello esplicativo consente di acquisire una migliore comprensione del fenomeno indagato, e permette di valutare gli effetti sulla variabile dipendente determinati da diverse combinazioni di valori assegnati alle variabili indipendenti.

Qui si vuole sottolineare che nell'ambito di questa attività di ricerca, verrà adoperato un modello esplicativo a media mobile.

Nei modelli che vengono considerati in questo elaborato si assume che il legame funzionale tra la variabile dipendente e le variabili indipendenti sia lineare, sia pure attraverso le successive chiarificazioni.

In effetti, questa ipotesi può apparire limitativa, in quanto esistono sicuramente esempi di legami causali di natura non lineare. Molti tipi di legami non lineari, però, possono essere ricondotti allo studio di legami lineari mediante l'applicazione di opportune trasformazioni. Ad esempio, un legame del tipo:

$$y = a + b \cdot x^2 \quad (3.5)$$

può essere linearizzato mediante la trasformazione

$$z = x^2 \quad (3.6)$$

Allo stesso modo, i legami di tipo esponenziale possono essere linearizzati attraverso i logaritmi. Queste considerazioni indicano che i modelli lineari risultano, in realtà, più generali di quanto a prima vista potrebbe sembrare. Un modello esplicativo ha lo scopo fondamentale di cogliere un legame semplice e tendenziale tra la variabile dipendente e le variabili indipendenti. L'obiettivo dell'analisi non consiste nella ricerca di una funzione tale che la funzione $f(x_1, x_2, \dots, x_m)$ sia soddisfatta da tutti i punti corrispondenti alle osservazioni disponibili del fenomeno indagato. Se così fosse, si ricorrerebbe ai metodi di interpolazione propri dell'analisi numerica. In pratica, affinché un legame esplicativo risulti efficace, è necessario che la funzione assuma una forma lineare, quadratica, logaritmica o esponenziale.

3.1.7. Numerosità e Dimensionalità dei dati

Siccome ci occupiamo di contesti empirici e non puramente speculativi, sono essenzialmente i dati rilevati dal fenomeno che costituiscono la base di partenza per costruire un modello. Peraltro il modo in cui si procede varia in modo radicale a seconda dei problemi e del contesto in cui si opera.

Il contesto certamente più favorevole è quello della sperimentazione, in cui si controllano i fattori sperimentali e si osserva, in corrispondenza dei livelli scelti per tali fattori, qual è il comportamento delle variabili di interesse.

In questo ambito è possibile utilizzare in modo adeguato un ampio strumentario di metodi.

In particolare, per quello che ci riguarda, è a disposizione un gigantesco repertorio di tecniche statistiche sia per la pianificazione della sperimentazione stessa, sia poi per la successiva analisi e interpolazione dei dati così ottenuti (Cox, 1997; Dulli *et al.*, 2000; Hand, 1981).

È il caso di chiarire che “sperimentazione” non significa che immaginiamo di essere dentro un laboratorio scientifico (nell’ambito di questa ricerca, piuttosto di trovarci in uno pseudo-laboratorio cartaceo di scritti e pubblicazioni).

Si comprende quindi che prima di imbarcarsi per un’analisi dei dati è necessario essersi resi conto della natura dei dati e della validità degli stessi come rappresentanti del fenomeno di interesse, per evitare il rischio di scelte disastrose nelle conduzioni delle analisi successive.

In tale ottica, la nuova realtà tecnologica ci richiede di dotarci di strumenti corrispondenti per poter sfruttare la massa di elementi di informazione, ovvero i *dati*.

Può, infatti, sembrare a prima vista paradossale, ma è effettivamente riscontrato più spesso di quanto non si possa immaginare, che in presenza di tanta abbondanza di dati non si riesca a ricavarne <<l’informazione significativa>>.

Infatti, è ben diverso esaminare le rilevazioni su due caratteristiche di 100 individui oppure le rilevazioni su 10^2 caratteristiche di 10^6 individui.

Nel primo caso anche semplici strumenti di analisi dei dati possono risultare adeguati per ricavare informazioni rilevanti ai fini pratici; spesso già un elementare diagramma di dispersione offre indicazioni utili, anche se ovviamente l’analisi può essere molto più sofisticata.

Nel secondo caso, il quadro cambia radicalmente: molti dei semplici strumenti validi nel caso precedente perdono spesso di utilità.

Questa semplice esemplificazione evidenzia due elementi che concorrono a rendere problematica l’analisi dei dati della tipologia menzionata.

Uno riguarda la *numerosità* dei dati, cioè il numero di casi o unità statistiche su cui si effettuano le rilevazioni; l’altra riguarda la *dimensionalità* dei dati, cioè il numero di caratteristiche variabili rilevate su ciascuna unità.

Gli effetti di queste due componenti sulla complessità del problema sono tra loro diversi, ma non del tutto indipendenti. Con una semplificazione che rasenta la grossolanità, ma può aiutare a cogliere il problema, possiamo dire che la numerosità porta ad un aggravio degli aspetti prettamente computazionali, mentre la dimensionalità ha un effetto più articolato, che comporta sia un aggravio computazionale simile a quello della numerosità, ma anche una rapida lievitazione della complessità concettuale dei modelli messi in campo, e quindi poi della loro interpretazione sostanziale e del loro utilizzo operativo.

È il caso di segnalare che non tutti i problemi che emergono dal contesto descritto sono riconducibili ad una struttura in cui sia facilmente enucleabile una nozione di numerosità e ancor meno una di dimensionalità (Hand, 1981-1982).

In questi ultimi anni l’attività di esplorazione e di analisi dei dati della tipologia evocata viene associata

alla locuzione “*data mining*”, che vuole evocare l'estrazione (di informazione rilevante) da una miniera di dati. Possiamo quindi dire che *data mining rappresenta l'attività di elaborazione in forma grafica o numerica di grandi raccolte o di flussi continui di dati con lo scopo di estrarre informazione utile a chi detiene i dati stessi.*

L'espressione “informazione utile” utilizzata qui sopra, è volutamente generica: in molti casi non è affatto specificato a priori quale sia l'oggetto di interesse, che spesso si cerca di individuare proprio <<scavando>> tra i dati.

Questo aspetto costituisce un elemento di distinzione tra *data mining* e altri contesti connessi all'analisi dei dati; in particolare, l'approccio è diametralmente opposto a quello degli studi clinici dove è fondamentale specificare a priori quale sia l'obiettivo della raccolta che dell'analisi dei dati.

Che cosa costituisca <<informazione utile>> è quanto mai vario, e dipende dal contesto in cui si opera e dagli obiettivi che ci si prefigge. Questa osservazione è ovviamente vera anche per tanti altri contesti, ma nell'ambito del *data mining* si carica di un'ulteriore valenza, potendosi fare una distinzione tra due situazioni:

- un caso in cui l'aspetto di interesse è il comportamento complessivo del fenomeno in esame, e quindi l'obiettivo è la costruzione di un suo *modello globale*, partendo dai dati disponibili;
- l'individuazione di “particolarità”, ovvero configurazioni speciali, nell'andamento dei dati, in quanto siamo interessati proprio alle situazioni al di fuori del comportamento standard.

Il *data mining* è una disciplina recente, collocata al punto di intersezione di varie aree scientifiche, e specificamente la statistica, l'intelligenza artificiale (e aree collegate, quali *machine learning* e *pattern recognition*) e la gestione dei data base (Hand et al., 1987-2001).

La connessione con la gestione dei *data base* è implicita nel fatto che operazioni di pulizia dei dati, selezioni di porzioni dei dati e altre attività, anche attingendo da data base distribuiti, richiedono competenze e apporti da quel settore.

La connessione con l'area dell'intelligenza artificiale rispecchia l'intensa attività che è stata compiuta in quel settore per far “imparare” al calcolatore delle regole generali partendo da una serie di esempi specifici, il che è estremamente vicino all'obiettivo di estrarre delle leggi che regolano un fenomeno partendo da osservazioni campionarie.

Alla luce di quanto detto finora, diventa chiara la motivazione per le affermazioni di Hand et al. (2001): *Data mining is fundamentally an applied discipline (...) data mining requires an understanding of both statistical and computational issues. (...) The most fundamental difference between classical statistical applications and data mining is the size of the data.*

L'onere computazionale connesso ad elevate numerosità e dimensionalità si ripercuote inevitabilmente sulle modalità di trattazione dei dati, in quanto al loro aumentare diventano via via meno praticabili metodi ad alta intensità di calcolo.

Non si può ovviamente stabilire una regola esatta in tale senso, dato che entrano in gioco vari fattori, oltre a quelli già menzionati, quali le risorse di calcolo disponibili e anche il tempo che siamo disposti ad attendere per ottenere i risultati.

È comunque indiscutibile che un tale effetto esiste, e finisce con il precludere o quantomeno rendere meno praticabili talune tecniche, favorendone invece altre, di minor impegno computazionale.

È, altresì, vero, che vi sono situazioni in cui questi aspetti pesano solo marginalmente perché la massa di dati non è tale da appesantire sensibilmente l'aspetto computistico, anche in virtù della crescente potenza dei calcolatori disponibili.

Questa situazione si verifica molto spesso anche in presenza di un problema di grandi dimensioni se questo non può essere opportunamente scomposto in sotto-problemi che danno luogo a porzioni dei dati di entità più maneggevoli.

Infatti i tradizionali metodi di più venerabile età non sono andati in pensione, e anzi molti di questi, sviluppati in epoca di risorse di calcolo limitate, sono molto poco esigenti quanto ad onere computazionale, e mantengono molta della loro validità, se opportunamente utilizzati.

3.1.8. La prassi modellistica

In questo capitolo e in tutti i suoi paragrafi, stiamo insistendo sull'idea che la prassi modellistica rappresenta un approccio profondamente diverso da quello classico sul piano del metodo e che essa si accompagna ad un fenomeno nuovo, e cioè alla diffusione del processo di matematizzazione nell'ambito delle scienze "non fisiche".

Esiste, tuttavia, un altro aspetto caratteristico della prassi modellistica che ci preme di sottolineare in conclusione. Si tratta del progressivo abbandono di un principio fondamentale della scienza classica: l'idea della semplicità della natura.

Questo principio ha radici lontane ma trova la sua espressione più evidente nell'opera di Galileo Galilei ed è collegato all'idea che il mondo ha una struttura matematica, ma una struttura matematica semplice.

Ancora meno di un secolo fa Einstein lo esprimeva con una formula compatta ed efficace: *"la natura è la realizzazione di ciò che può essere immaginato di più semplice dal punto di vista matematico"*.

Il principio della semplicità della natura ebbe una traduzione matematica esplicita tra la fine del Settecento e gli inizi dell'Ottocento, principalmente ad opera di *Joseph Louis Lagrange*.

Molti fenomeni si descrivono mediante l'uso di equazioni differenziali.

In particolare, tutta la meccanica classica si regge su una singola equazione differenziale, l'equazione della dinamica di Newton. Consideriamo il prototipo di una siffatta equazione:

$$\dot{x} = f(x) \quad (3.7)$$

dove x rappresenta le variabili caratteristiche del processo in esame, e f una funzione di x .

Se f è una funzione lineare (ovvero è un polinomio di primo grado nella x), questa equazione è particolarmente semplice e la sua risoluzione relativamente facile.

Le cose vanno diversamente se la f non è lineare: in tal caso, l'equazione non è quasi mai risolvibile in modo esplicito. Ora, il calcolo insegna a rappresentare ogni funzione come f mediante una somma infinita di termini polinomiali, di grado crescente.

L'esperienza mostra che il contributo della parte lineare è spesso quello fondamentale nel definire la struttura delle soluzioni, ovvero quello che esprime gli aspetti caratterizzanti la dinamica del processo in esame.

Se le cose stanno così, si potrebbe pensare di trascurare tutti i termini di grado superiore al primo.

Essi rappresentano certamente una serie di aspetti del processo.

È evidente che in meccanica quasi tutti i fenomeni hanno una rappresentazione matematica non lineare

Tuttavia, potremmo ritenere che le parti non lineari siano <<perturbazioni>> del processo fondamentale: la loro omissione fornirebbe una descrizione lievemente alterata, ma che non modifica le caratteristiche fondamentali di quella <<vera>>.

Linearizzare l'equazione differenziale (e quindi il processo) significa ricorrere ad una descrizione più

semplice, in cui certamente perdiamo qualcosa, ma soltanto aspetti marginali del processo.

In cambio, guadagniamo in semplicità, perché potremo trattare matematicamente il processo in modo agevole. Insomma, la linearizzazione rappresenta il procedimento matematico con cui si attinge all'essenza fondamentale di un processo fisico e si svelano le intime strutture semplici che lo governano.

È quasi superfluo dire che questo approccio ha senso se e soltanto se è vera l'ipotesi che la soppressione dei termini non lineari dell'equazione equivale a trascurare *perturbazioni secondarie*.

Questa è un'ipotesi che nessuno ha mai dimostrato, e che al contrario, si è rivelata falsa, almeno in linea di principio.

Tuttavia, la scienza fisico-matematica l'ha considerata un'evidenza per almeno un secolo, fornendo così un'ottima dimostrazione del fatto che la scienza è governata da ipotesi metafisiche nelle sue scelte concettuali e metodiche (Israel, 2009).

Difatti, il metodo della linearizzazione è la traduzione matematica del principio secondo cui la natura è semplice, anzi quanto più di semplice può essere immaginato dal punto di vista matematico.

È quindi la credenza nella semplicità della natura che fonda la validità del procedimento consistente nello scartare la componente non lineare.

Agli inizi del Novecento, ci si è resi conto che il metodo della linearizzazione poteva condurre a gravi errori e non possedeva un fondamento oggettivo generale.

In moltissimi casi importanti, proprio nei termini non lineari dell'equazione, era contenuta la componente significativa dal punto di vista della descrizione del processo fisico.

Non è eccessivo dire che lo sviluppo della modellistica matematica è legato all'affermarsi di un paradigma della non linearità, e che questa contrapposizione corrisponda all'affermarsi dell'idea che i processi naturali non sono in generale semplici, bensì *complessi*: la semplicità (e quindi la linearità) diventa l'eccezione e la *complessità* (ovvero la non linearità) è la regola.

Modellare è dunque individuare un compromesso logico tra linearità e complessità magari anche riducendo le eccezionalità a modelli parzialmente lineari.

3.2. PARTE SECONDA

3.2.1. Il Modello Fisico-Matematico proposto

Al fine di descrivere i successivi passi che hanno costituito l'essenza della costruzione del Modello di interesse (prima) e della sua validazione e applicazione (poi) si ritiene utile rifarsi a una via adottata da una moltitudine di autori.

È quella di usare gli schemi logici con cui vengono preparati i programmi per i calcolatori.

Appare a certuni questa la via migliore per ridurre un concetto complesso ad una sequenza di concetti banali, usando i cosiddetti "diagrammi di flusso" (che descrivono la sequenza di operazioni che è d'uso prescrivere ai calcolatori).

Di seguito si riporta lo schema presentato da uno di questi autori. *H. Burkhardt* spiega il ruolo dei modelli matematici nella descrizione matematica dei problemi reali. Il diagramma di flusso che propone (vedi fig. 3.1, tratta dal suo articolo "*Learning to use mathematics*", in *Bulletin of the IMA*, ottobre 1979, v.15) da un lato dice cose evidenti alla luce dei precedenti paragrafi, dall'altro lato considera evidenti cose che non lo sono.

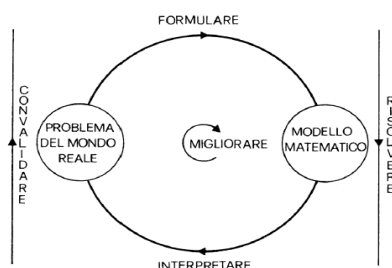


Figura 3.1. Processo di costruzione di un modello matematico secondo H. Burkhardt.

Al fine di maggiore chiarezza, H. Burkhardt fornisce un secondo diagramma di flusso, <<flow-chart>> (in inglese), più dettagliato. Avverte però subito che “una debolezza delle <<flow-chart>> è che evidenziano le azioni o i processi più che gli stati del sistema fra un’azione e l’altra”; pertanto, a fianco, egli indica gli stati che “mancano” nella corrispondente scatola del diagramma.

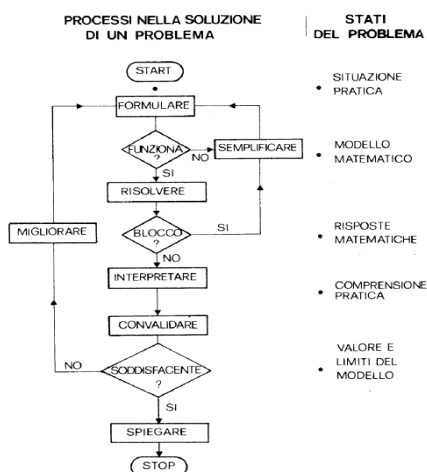


Figura 3.2 Analisi dettagliata del processo di costruzione di un modello matematico secondo H. Burkhardt.

Lo schema della fig. 3.2 può servire come un utile strumento riassuntivo, come un sistema di caselle entro cui inquadrare alcuni dei problemi che si pongono nell’analisi di un problema reale.

Esso è però un sistema di scatole vuote e perciò non riesce neanche pallidamente a dare un’idea dei problemi che si pongono effettivamente.

Inoltre, in assenza di riferimenti concreti, e cioè della discussione di casi specifici, esso non servirebbe a dare neanche un’ombra di idea di che cosa è e di come si elabora un modello matematico.

Queste osservazioni hanno uno scopo: quello di mostrare l’inconsistenza se non la pericolosità di banalizzare il ragionamento scientifico; il pericolo è:

- di ricondurlo all’applicazione meccanica di procedure pronte per l’uso;
- di coltivare l’illusione di poterne ridurre la complessità ad una sequenza di operazioni elementari, come quelle compiute da un calcolatore.

Nell’ottica di sgombrare la dissertazione da dubbi persistenti, e nella volontà di inquadrare e descrivere efficacemente gli stati e le fasi del processo per addivenire, poi, alla soluzione del

problema, è necessario affrontare in maniera particolareggiata ed esaustiva i singoli blocchi presentati da *Burkhardt*.

È opportuno segnalare sin da questo momento che il lavoro complessivo di Tesi di Dottorato, essendo l'intero Modello che si vuole realizzare così articolato e onnicomprensivo, sarà costituito dalla realizzazione di un pezzo dell'intero ciclo ipotizzato da *Burkhardt*.

Precisamente ci si riferirà ai blocchi definiti come: Situazione pratica, Modello matematico, Risposte matematiche, Comprensione pratica.

Non saranno effettuati invece i previsti loops di miglioramento.

In questo capitolo sono riportati qui di seguito quattro successivi paragrafi che forniscono l'inquadramento generale dei quattro diversi blocchi considerati, il cui sviluppo più completo sarà però svolto nei capitoli successivi.

3.2.1.1. Situazione pratica: Il DataBase di partenza

L'indagine e le analisi svolte hanno soffermato l'attenzione sul tasso di rottura (parametro già definito nei capitoli dedicati precedenti) utile a verificare e descrivere lo stato di funzionamento/deterioramento di un sistema acquedottistico. Infatti, la misura del tasso di rottura rappresenta uno degli output di maggior rilievo nel giudizio sulla situazione dell'acquedotto.

È opportuno precisare che qui il termine <<misura>> è utilizzato in senso improprio. Le misure devono essere qui intese non in senso stretto del termine, bensì con un significato più allargato ed esteso del termine stesso; la misura diviene già dato acquisito e certificato del problema nell'ambito della ricerca eseguita in uno pseudo-laboratorio.

L'esperimento in quanto tale non è certamente classico e standard ma le occasioni di empirismo rilevate e rilevabili lo eleggono ad essere inquadrato e caratterizzato come tale (si rimanda al paragrafo Numerosità e Dimensionalità).

Un'ulteriore precisazione (anch'essa già presentata in capitoli precedenti) è la seguente. Ovviamente il concetto di rottura, pur se distinto da quello di fallanza, è il rovescio del concetto di affidabilità.

Una fra le più comuni e generalmente accettate definizioni di affidabilità è la seguente: *“affidabilità è la probabilità di un sistema o di una parte di esso (componente), di assolvere correttamente alle proprie funzioni per un prefissato periodo di tempo in determinate condizioni operative”* (*Billinton e Allan;1987*).

Tale definizione racchiude implicitamente i quattro aspetti chiave del problema, che sono: probabilità, definizione di corretto comportamento, periodo di tempo in cui il sistema viene ad operare, condizioni in cui il sistema viene ad operare.

Tanto premesso, è stato fatto uno sforzo importante teso a raccogliere informazioni significative sia in termini di numerosità (spazio-temporale) sia di dimensionalità (numero dei parametri coinvolti) del problema trattato, al fine di fondere, per la prima volta in termini scientifici, in un unico data-base, misure già condotte in istanti temporali distinti o sovrapposti e in aree geografiche distribuite casualmente sul planisfero terrestre. Soltanto questa conoscenza storica dei valori del tasso di rottura consentirà la taratura del modello che si va ad elaborare.

Fino ad ora le analisi svolte in campo scientifico risultavano affette da limitazioni sia di carattere temporale, sia geografico, e talora dalla ripetizione di informazioni già incluse in precedenti elaborazioni. I corrispondenti modelli o leggi interpolanti seppur fortemente significativi nel

contesto di indagine, non potevano eccessivamente essere estrapolate ed utilizzate in contesti geografici essenzialmente diversi a causa del gran numero di variabili che potenzialmente, ma non solo potenzialmente, influenzano il meccanismo di deterioramento e rotture dei sistemi.

Al contrario, lo scopo di questa Tesi di Dottorato è quella di fornire un unico modello che racchiuda la dipendenza del tasso di rottura mediamente atteso dai numerosi parametri che lo possono influenzare, e che possa essere adoperato come riferimento a livello mondiale.

Peraltro, lo studio sistematico delle pubblicazioni che riportano i dati di rottura rilevati sperimentalmente su diversi acquedotti del mondo (circa 100 pubblicazioni) ha consentito di ottenere diversi risultati preliminari ed imprescindibili ai fini della costruzione del modello.

Il primo risultato è stato quello della definizione dei parametri da prendere in considerazione.

In effetti i parametri utilizzati, sulla scorta della letteratura esistente, sono stati 18, e sono riportati nella Tabella 3.1.

Questi 18 parametri possono essere suddivisi in quattro categorie: *condizioni strutturali o fisico-idrauliche delle condotte, condizioni esterne o del terreno, tipologia dell'acqua fluente, tipologia di posa delle condotte*. (Per ciascuno di essi sarà fornita una specifica descrizione nel capitolo 7).

Questi 18 parametri, stante la loro natura, saranno anche chiamati, nel corso di questa Tesi di Dottorato, "variabili predittive".

N.ro	Variabile Predittiva	Simbolo
1	Diametro	D
2	Età	A
3	Materiale	M
4	Pressione	P
5	Terreno	T
6	DIPRA	S
7	Altezza di pioggia	h
8	Temperatura dell'aria	t _a
9	Temperatura Terreno <-1°C	F ₂
10	Traffico	T _r
11	Umidità	U
12	Indice di congelamento	F ₁
13	Indice di aggressività dell'acqua	I _A
14	Contenuto in solfati dell'acqua	S _c
15	Durezza	H
16	Alcalinità	Alc
17	Profondità di posa	d
18	Letto di posa	Lp

Tabella 3.1 Variabili Predittive considerate nel Modello Fisico-Matematico

Qui si vuole sottolineare che se da un lato la scelta e/o l'individuazione dei parametri è stata mirata e tesa a mimare taluni meccanismi *continui e distribuiti* di deterioramento dei sistemi e delle sue parti, escludendone altri *puntuali e concentrati*, dall'altro la presenza o l'assenza di questi parametri o di altri non discussi nelle diverse pubblicazioni esaminate discende sostanzialmente dal caso, nel senso di tipologia di ricerca cui gli Autori delle pubblicazioni esaminate si sono di volta in volta dedicati.

Il secondo risultato è stato quello di ottenere un data-base di tassi di rottura nelle condotte acquedottistiche di Numerosità e Dimensionalità dei dati affatto eccezionale e presumibilmente unico in letteratura. Questo DataBase ha raccolto tutte le informazioni presenti nel centinaio di pubblicazioni consultate, ed è risultato costituito da 3'656 righe (ciascuna corrispondente ad un dato distinto).

Il DataBase può essere ulteriormente caratterizzato e suddiviso in quattro tipologie di dati.

La tipologia più completa è quella in cui compare il valore riscontrato del tasso di rottura di un certo sottoinsieme delle condotte di un acquedotto correlato all'insieme di lunghezza del sottoinsieme stesso e tempo di osservazione (dati che hanno una particolare rilevanza nel pesare il singolo dato) nonché ad uno o più parametri tra quelli precedentemente individuati (e ciò in base alla tipologia di ricerca cui gli Autori delle specifiche memorie si erano dedicati). I dati con questa tipologia sono utilizzabili in tutte le fasi di analisi e taratura del modello.

Una seconda tipologia è quella in cui compare il valore riscontrato del tasso di rottura di un certo sottoinsieme delle condotte di un acquedotto correlato ad uno o più parametri tra quelli precedentemente individuati ma privo in toto o in parte del dato di lunghezza/durata di osservazione del sottoinsieme. I dati disponibili di tale tipologia possono essere utilizzati come quelli della prima tipologia sulla base di opportune statistiche che verranno sviluppate relativamente alle lunghezze e ai tempi di osservazione dei sistemi acquedottistici.

Una terza tipologia è costituita dai dati dei tassi di rottura di acquedotti non correlati ad alcuno dei parametri precedentemente individuati. I dati di questo tipo serviranno, insieme con quelli della prima, seconda e quarta categoria, nella fase di costruzione del Modello <<zero>> in cui si investiga un elemento preliminare e di partenza del Modello stesso costituito semplicemente dalla determinazione del tasso di rottura medio mondiale riscontrabile negli acquedotti.

Una quarta tipologia è costituita, infine, da dati descrittivi di lunghezze e periodi di osservazione di acquedotti non accompagnati da corrispondenti tassi di rottura e accompagnati o meno da alcuni dei parametri precedentemente individuati. I dati di questo tipo serviranno, come dati aggiuntivi a quelli presenti nelle tipologie prima e terza, nella fase di costruzione del Modello in cui si investiga proprio sulle statistiche relative alle lunghezze e agli anni di osservazione degli acquedotti mondiali in quanto elementi necessari alla più corretta utilizzazione dei dati del secondo tipo in cui tali lunghezze non compaiono.

In conclusione di questa paragrafo, l'attività di ricerca presenta, per la prima volta, sia un ventaglio sufficientemente credibile ed esaustivo dei parametri che influenzano il tasso di rottura delle condotte acquedottistiche; sia un data-base robusto e significativo in termini di informazioni di tali tassi di rottura quali si sono presentati in diversi acquedotti ed in diversi tempi in tutto il mondo.

3.2.1.2. Tipologia proposta per il Modello Matematico

L'analisi effettuata con la costruzione del DataBase ha condotto alla convinzione dell'esistenza di (almeno) 18 parametri di varia natura che appaiono influenzare il tasso di rottura delle condotte acquedottistiche.

Una seconda osservazione direttamente desumibile dai dati dei tassi di rottura correlati con i 18 parametri mostra che, come è facilmente ipotizzabile, i valori riscontrati effettivamente in letteratura dei tassi di rottura a parità (o quasi) dei valori dei parametri implicati (per esempio relativi a rilevazioni dei tassi di rottura sullo stesso acquedotto in anni successivi) non sono necessariamente identici fra loro, ma evidentemente fluttuano intorno a valori medi caratteristici della situazione considerata.

Ciò implica che il modello che si sta tentando di costruire (che vuole fornire valori del tasso di rottura in funzione dei 18 parametri considerati) non può essere ritenuto deterministico ma è decisamente di tipo stocastico. In definitiva il suddetto modello fornirà dei valori attesi dei tassi di

rottura al variare dei valori dei 18 parametri significativi. In questa prima fase di realizzazione di un siffatto modello (vale a dire all'interno della presente Tesi di Dottorato) non ci si porrà il problema delle fasce di confidenza ovvero delle deviazioni standard legate al particolare tipo di fenomeno studiato e al connesso modello rappresentativo.

Una terza considerazione riguarda la constatazione che diversi acquedotti, a parità (o quasi) dei valori dei 18 parametri, non necessariamente presentano valori degli attesi tassi di rottura tendenzialmente e in media eguali fra loro.

Questa circostanza è sicuramente da attribuire al problema della “gestione” dell’acquedotto stesso, che può essere più o meno attenta e più o meno accurata, dando luogo quindi a diverse risposte in termini di tassi di rottura da parte dell’acquedotto stesso. Tale circostanza potrebbe essere inglobata nella variabilità statistica rispetto alle altre cause (fisiche) di rottura considerate; peraltro, trattandosi di un elemento identificato anche se poco facilmente traducibile in valore numerico, sembra opportuno metterlo in evidenza nella formulazione del Modello.

Questa constatazione avrà un riscontro diretto dunque nella espressione del Modello che si sta costruendo, ma anche un riscontro indiretto sul problema dei pesi da assegnare ai diversi dati, problema che sarà affrontato per esteso nel capitolo 5.

Dopo tali premesse si può passare alla costruzione del Modello stesso. Esso dunque sarà costituito da una funzione di 19 variabili del tipo generale:

$$\Lambda = \Lambda(D, A, \dots) \cdot (f_{CE})^{-1} \quad (3.8)$$

in cui i 18 parametri che influenzano (fisicamente) il fenomeno sono all'interno della funzione mentre f_{CE} rappresenta l'influenza della gestione.

Indicando, per maggiore semplicità ed omogeneità rappresentativa, con p_i la *iesima* variabile predittiva indipendente, si può pervenire alla seguente e finale formulazione:

$$\Lambda = \Lambda(p_1, p_2, \dots, p_{18}) \cdot (f_{CE})^{-1} \quad (3.9)$$

Si ipotizza, a questo punto, che sussista indipendenza di azione tra le singole variabili prescelte e la variabile dipendente di uscita del modello. Più precisamente si ipotizza quanto segue. Presa ad esempio una qualsiasi delle 18 variabili (diciamo il diametro tanto per fissare le idee), il rapporto fra i tassi di rottura di due condotte di diametri diversi e specificati, ma per le quali tutte le altre variabili ivi compresa quella gestionale siano identiche tra loro, risulti indipendente dai valori assunti da tutte le altre variabili e dipenda soltanto dai due valori specifici di diametro presi in considerazione.

Questa ipotesi è piuttosto forte, e potrebbe in affinamenti successivi della costruzione del Modello essere approfondita. Peraltro, dovendo per la prima volta implementare un modello di tale generalità, si effettua in questa Tesi di Dottorato una prima approssimazione di tal genere del Modello stesso.

La conseguenza di questa ipotesi è che la funzione viene ad assumere una forma particolare.

In effetti essa può essere scritta partendo da un valore medio atteso Λ_m del tasso di rottura nel mondo, corretto, per ciascuno dei parametri fisici che influenzano il fenomeno definito da un pedice progressivo "i", da una particolare funzione di correzione f_{ci} che dipende dal solo parametro "i", e la cui influenza media nel modello deve essere pari all'unità. Le suddette 18 funzioni saranno

chiamate "funzioni di correzione (in relazione alla specifica variabile implicata)"

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n f_{ci}(p_i) \cdot (f_{cE})^{-1} \quad (3.10)$$

ovvero:

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n [f_{c_i}] \cdot (f_{cE})^{-1} \quad (3.11)$$

In effetti si può facilmente constatare come tale struttura rispecchi proprio la proprietà di indipendenza di azione che è stata ipotizzata.

Questo tipo di struttura non è lineare. Se però si applica la funzione logaritmo a entrambi i membri della suddetta relazione, si ottiene a destra una sommatoria di logaritmi di funzioni, per cui il Modello appare lineare rispetto ai logaritmi delle funzioni di correzione che lo compongono, e quindi può essere da questo punto di vista considerato "linearizzabile".

Per procedere ulteriormente nella "linearizzabilità" sarà necessario imporre che anche le singole funzioni di correzione che verranno adoperate siano esse stesse "linearizzabili".

In effetti le funzioni di correzione saranno prescelte sulla base dei dati presenti nel DataBase più generale, secondo modalità di tipo statistico che saranno illustrate pienamente nei successivi capitoli. Sarà in quella fase che verranno scelte espressioni di tali funzioni sempre tali da poter essere linearizzate a partire dalla applicazione della funzione logaritmo (e dunque essenzialmente delle funzioni di potenza o esponenziali eventualmente moltiplicate fra loro).

Procedendo dunque nel modo suddetto, il risultato finale sarà costituito da un modello dei tassi di rottura che non sarà lineare di per sé, ma risulterà "linearizzabile" ovvero diventerà un modello totalmente lineare dopo l'applicazione della funzione logaritmo. Si può anche dire che, se considerassimo come output del Modello non direttamente il tasso di rottura, bensì il logaritmo del tasso di rottura, allora il Modello stesso sarebbe di per sé lineare, con tutti i vantaggi della linearità.

Le singole funzioni di correzione saranno ogni volta ottenute tramite un opportuno procedimento di "best fit" fra le predizioni della funzione di correzione di volta in volta esaminata e i valori sperimentali desumibili dal DataBase generale.

In quel capitolo saranno anche messe in evidenza alcune problematiche "secondarie" che compariranno nella pratica implementazione di quanto si è sin qui detto, e che nel capitolo stesso troveranno la loro soluzione sempre senza abbandonare la strada del modello linearizzabile attraverso i logaritmi. Questo procedimento costituisce quello che nello schema di Burkhardt è il primo loop (piccolo) presente all'interno dello "stato" che stiamo considerando.

3.2.1.3. Risposte matematiche

Il fatto che il Modello sia lineare non di per sé ma nei logaritmi ha delle conseguenze sul significato di "best fit" e conseguentemente sulle modalità statistiche di scelta delle funzioni di correzione.

Per quanto riguarda il "best fit", sarà messo in luce il fatto che il "best fit" si ottiene in genere,

così come avverrà anche nella taratura con metodi statistici delle diverse funzioni di correzione, attraverso la minimizzazione degli scarti quadratici fra dati sperimentali e previsioni del modello.

Poiché il Modello è lineare nei logaritmi, la procedura (lineare) di ricerca del "best fit" verrà eseguita non sulle funzioni di volta in volta proposte, ma sui loro logaritmi. Di conseguenza il "best fit" sarà ottenuto con la minimizzazione degli scarti quadratici fra i logaritmi dei dati sperimentali e i logaritmi delle previsioni del modello.

Dal punto di vista matematico questa circostanza si traduce nel fatto che risulterà nei fatti minimizzato il valor medio quadratico non delle differenze fra dati sperimentali e modellistici, ma dei loro rapporti intesi sempre come rapporto fra il maggiore e il minore dei due suddetti dati (sperimentale e modellistico). Le funzioni di correzione dunque saranno ottenute da questo tipo di minimizzazione, ma saranno altrettanto significative (se non di più) di quelle ottenute con metodologia standard.

In genere, per ciascuna delle funzioni di correzione da prendere in considerazione, saranno provate diverse possibili funzioni rappresentative (potenza, esponenziale, funzione S) e per ciascuna di esse saranno tarati con la tecniche del "best fit logaritmico" i parametri liberi presenti (generalmente due). Una volta ottenuta la migliore rappresentazione dei punti sperimentali con ciascuna delle curve suddette, tali migliori rappresentazioni dovranno essere confrontate fra loro per sceglierne una sola (la migliore delle migliori). Anche questa scelta (che in genere verrebbe eseguita tramite la minimizzazione degli scarti quadratici tra dati sperimentali e dati predittivi) dovrà essere eseguita minimizzando gli scarti tra i logaritmi dei dati sperimentali e predittivi (e quindi in pratica minimizzando i rapporti intesi come già sono stati opportunamente spiegati precedentemente).

3.2.1.4. Comprensione pratica

Il modello ottenuto sarà un modello tale che, per venire utilizzato, abbisognerebbe in teoria della conoscenza dei valori di tutte e 18 le variabili predittive considerate (per non parlare della correzione dovuta alla influenza della gestione).

Peraltro, a parte l'ultima influenza che non può essere nei fatti inserita a priori, sarà comunque ben difficile che si possano avere a disposizione in funzione predittiva i valori di tutte le 18 variabili predittive.

Il modello deve allora prevedere la possibilità di essere adoperato anche in carenza di qualche dato.

Poiché, per ciascuna delle variabili predittive considerate, l'influenza media risulta pari, come già detto, all'unità, sarà allora opportuno utilizzare, come valore della funzione di correzione corrispondente alla variabile predittiva mancante, proprio il suo valore medio (è la migliore soluzione alla mancanza del dato), vale a dire proprio l'unità.

Trovata questa soluzione pratica al problema, dal punto di vista della formulazione "applicativa" del modello, si potrà ipotizzare di assegnare ad ogni funzione di correzione presente al suo interno un esponente N_i che sarà pari a 1 (e quindi non altera l'espressione della funzione di correzione) se la variabile predittiva i -esima è nota, ovvero sarà pari a 0 (e quindi porterà al valore unitario l'espressione della corrispondente funzione di correzione) se la variabile predittiva i -esima è sconosciuta.

Analogamente si può operare, se non altro per pulizia formale, in relazione al termine relativo

alla influenza della gestione:

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n \left[f_{ci} (p_i) \right]^{N_i} \cdot (f_{ce})^{N_{ce}} \quad (3.12)$$

ovvero:

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n \left[f_{ci} \right]^{N_i} \cdot (f_{ce})^{N_{ce}} \quad (3.13)$$

In definitiva le precedenti espressioni costituiranno la rappresentazione del Modello dei tassi di rottura ai fini della concreta utilizzazione.

Bibliografia

- Adelchi, A. Scarpa, B.** (2009). *Analisi dei Dati e Data Mining*, Springer.
- Billinton, R. Allan, R.N.** (1987). *Reliability evaluation of engineering systems: concept and technique*, Plenum Press, NY
- Breiman, L.** (2001b). *Statistical modeling: The two cultures*. Statistical Science, 16(3), 199-215.
- Bruno, G.** (2005). *Operations Management. Modelli e metodi per la logistica*, Italia, Edizioni Scientifiche Italiane.
- Comincioli, V.** (1993). *Problemi e modelli matematici nelle scienze applicate*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano,
- Cox, D.R.** (1997). *The current position of statistics: A personal view*. International Statistical Review, 65, 261-276.
- Dulli, S. & Favero, V.** (2000). *Modelli e strutture per il Data Warehousing*. Padova: CUSL Nuova Vita.
- Hand, D.J.** (1981). *Discrimination and classification*, John Wiley & Sons.
- Hand, D.J.** (1982). *Kernel discriminant analysis*, John Wiley & Sons.
- Hand, D.J. Mannila, H. & Smith, P.** (2001). *Principles of data mining*, MIT Press.
- Hand, D.J. McConway, K.J. & Stanghellini, E.** (1987). *Graphical models of applicants for credit*. IMA Journal of Mathematics Applied in Business & Industry, 8, 143-155.
- Israel, G.** (2009). *Modelli matematici – Introduzione alla matematica applicata – Muzzio*.
- Kendall, M.G. & Stuart, A.** (1969). *The advanced theory of statistics, volume I: distribution theory*. London: Charles Griffin & Co. Ltd., III edition.
- Levine, D.M. Krehbiel, T.C. Berenson, M.L.** (2006). *Statistica*, Milano, Apogeo.
- Milanato.** (2008). *Demand Planning*, Milano, Springer – Verlag.
- Murray, J.** (1989). *Mathematical Biology*, Springer-Verlag.
- Piccolo, D.** (1998). *Statistica*. Bologna: Il Mulino, II edition
- Piccolo, D.** (1990). *Introduzione all'analisi delle serie storiche*, Roma, NIS
- Pontrelli, G. Di Liddo, A.** (2006). *Modelli Matematici: i tanti volti della realtà*.
- Smith, J.M.** (1975). *L'ecologia e i suoi modelli*, Mondadori, Milano.
- Vercellis, C.** (1997). *Modelli e Decisioni. Strumenti e metodi per le decisioni aziendali*, Bologna, Edizioni Esculapio
- Zani, S.** (1997). *Analisi dei dati statistici, I*. Milano: Giuffrè

4. Il DataBase

4.1. Sintesi delle sue caratteristiche

Sulla base di quanto riportato fin qui, è stato fatto innanzitutto uno sforzo importante teso a raccogliere informazioni significative sia in termini di numerosità (spazio-temporale) sia di dimensionalità (numero dei parametri coinvolti) del problema trattato, al fine di fondere, in un unico data-base, misure del tasso di rottura già condotte in istanti temporali distinti o sovrapposti e in aree geografiche distribuite casualmente sul planisfero terrestre.

Peraltro, lo studio sistematico delle pubblicazioni che riportano i dati di rottura rilevati sperimentalmente su diversi acquedotti del mondo ($\approx 2 \cdot 10^2$ pubblicazioni¹ consultate ma di esse solo $1 \cdot 10^2$ (pubblicazioni) con dati reali ed utilizzabili per una successiva elaborazione) ha consentito di ottenere diversi risultati preliminari ed imprescindibili ai fini della costruzione del modello.

Il primo risultato è stato quello della definizione dei parametri da prendere in considerazione.

In effetti i parametri utilizzati, sulla scorta della letteratura esistente, sono stati 18.

Questi 18 parametri possono essere suddivisi in quattro categorie: *condizioni strutturali o fisico-idrauliche delle condotte* (diametro, età, materiale, pressione), *condizioni esterne o del terreno* (terreno, altezza di pioggia, temperatura dell'aria, indice di congelamento, traffico, umidità), *tipologia dell'acqua fluente* (indice di aggressività, alcalinità, contenuto in solfati, durezza), *tipologia di posa delle condotte* (profondità di posa, letto di posa).

Questi 18 parametri, stante la loro natura, sono stati chiamati anche "variabili predittive".

Il secondo risultato è stato quello di ottenere un DataBase di tassi di rottura delle condotte acquedottistiche di Numerosità e Dimensionalità dei dati affatto eccezionale e presumibilmente unico in letteratura. Questo DataBase ha raccolto tutte le informazioni presenti nel centinaio di pubblicazioni consultate, ed è risultato costituito da 3'656 righe (ciascuna corrispondente ad un dato distinto).

Il DataBase può essere ulteriormente caratterizzato e suddiviso in quattro tipologie di dati.

La tipologia più completa è quella in cui compare il valore riscontrato del tasso di rottura di un certo sottoinsieme delle condotte di un acquedotto correlato all'insieme di lunghezza del sottoinsieme stesso e tempo di osservazione (dati che hanno una particolare rilevanza nel pesare il singolo dato) nonché ad uno o più parametri tra quelli precedentemente individuati (e ciò in base alla tipologia di ricerca cui gli Autori delle specifiche memorie si erano dedicati). I dati con questa tipologia sono utilizzabili in tutte le fasi di analisi e taratura del modello.

Una seconda tipologia è quella in cui compare il valore riscontrato del tasso di rottura di un certo sottoinsieme delle condotte di un acquedotto correlato ad uno o più parametri tra quelli precedentemente individuati ma privo in toto o in parte del dato di lunghezza/durata di osservazione del sottoinsieme. I dati disponibili di tale tipologia possono essere utilizzati come quelli della prima tipologia sulla base di opportune statistiche che verranno sviluppate relativamente alle lunghezze e ai tempi di osservazione dei sistemi acquedottistici.

Una terza tipologia è costituita dai dati dei tassi di rottura di acquedotti non correlati ad alcuno dei parametri precedentemente individuati. I dati di questo tipo serviranno, insieme con

¹ Il numero considerevole di pubblicazioni consultate può essere suddiviso in tre categorie: (1) pubblicazioni di natura teorica; (2) pubblicazioni con dati totalmente stimati; (3) pubblicazioni con dati parzialmente stimati; (4) pubblicazioni con dati reali. Nell'analisi e nelle successive elaborazioni sono state archiviate esclusivamente le informazioni provenienti dalle categorie (3) e (4).

quelli della prima, seconda e quarta categoria, nella fase di costruzione del Modello <<zero>> in cui si investiga un elemento preliminare e di partenza del Modello stesso costituito semplicemente dalla determinazione del tasso di rottura medio mondiale riscontrabile negli acquedotti.

Una quarta tipologia è costituita infine da dati descrittivi di lunghezze e periodi di osservazione di acquedotti non accompagnati da corrispondenti tassi di rottura e accompagnati o meno da alcuni dei parametri precedentemente individuati. I dati di questo tipo serviranno, come dati aggiuntivi a quelli presenti nelle tipologie prima e terza, nella fase di costruzione del Modello in cui si investiga proprio sulle statistiche relative alle lunghezze e agli anni di osservazione degli acquedotti mondiali in quanto elementi necessari alla più corretta utilizzazione dei dati del secondo tipo in cui tali lunghezze non compaiono.

In conclusione, l'attività di ricerca presenta, per la prima volta, sia un ventaglio sufficientemente credibile ed esaustivo dei parametri che influenzano il tasso di rottura delle condotte acquedottistiche; sia un data-base robusto e significativo in termini di informazioni di tali tassi di rottura quali si sono presentati in diversi acquedotti ed in diversi tempi in tutto il mondo.

Il DataBase di letteratura esaminato e costruito a partire dalla consultazione di un numero elevato di pubblicazioni scientifiche risulta essere costituito, come già detto, di 3'656 righe e 35 colonne distinte.

È opportuno fornire qualche cenno in più sulla costituzione delle colonne, almeno in larga massima. Alcune colonne sono semplicemente identificative della provenienza del dato. Una colonna riporta il valore del tasso di rottura di ciascun dato (se presente). Un numero ingente di colonne (alla fin fine 18) riporta (quando esistenti) i dati relativi ai 18 parametri indipendenti riscontrati in letteratura. Altre colonne riportano informazioni relative ai pesi da assegnare a ciascun dato.

La necessità di attribuire pesi opportuni nasce dal fatto che un tasso di rottura valutato su di un acquedotto molto grande e attraverso un'analisi di molti anni di funzionamento, vale molto di più di un dato ottenuto da un acquedotto di dimensioni minime valutato per un periodo brevissimo. Si assumono pertanto pesi determinati dal prodotto della lunghezza dell'acquedotto esaminato moltiplicata per il numero di anni di osservazione. Alcune colonne servono a fornire dei dati presuntivi tali da poter assegnare dei pesi anche in mancanza dei dati osservati come da definizione. Infine, c'è una colonna che riporta i pesi finali ottenuti dopo un'ultima correzione legata a questioni di carattere "sociale" che cerca di tenere conto della maggiore facilità di reperire dati in contesti socialmente evoluti rispetto a contesti di maggiore terziarizzazione sociale.

Statisticamente parlando, il DataBase citato si può ragionevolmente ritenere costituito casualmente da un insieme di informazioni provenienti da differenti parti del mondo. Questa circostanza ha consentito un uso corretto delle informazioni presenti al suo interno.

Solo in pochissimi casi si è potuto verificare la non adeguatezza del dato statistico, e tali situazioni sono state messe in evidenza nel corso della Tesi e opportunamente corrette.

4.2. La costruzione del DataBase

Dopo questa sintesi delle caratteristiche, si passa al vero e proprio scopo di questo Capitolo, che è dedicato minuziosamente appunto alle modalità di costruzione del DataBase stesso.

Come in altri Capitoli (ma ancor più in questo Capitolo) di questa Tesi di Dottorato, è possibile effettuare una suddivisione del Capitolo stesso in più PARTI distinte.

In questo caso la prima parte è introduttiva ed esamina il problema della affidabilità, la terza parte è più dedicata a considerazioni di principio e metodologiche; la seconda e la quarta parte sono invece più strettamente connesse con le problematiche concrete e le informazioni specifiche inerenti l'argomento della Tesi di Dottorato.

4.3. PARTE PRIMA

4.3.1. Premessa

É ben noto che è in atto, nel mondo, una progressiva evoluzione della concezione del servizio di approvvigionamento idrico, il quale, un tempo basato su singoli impianti per singole comunità, tende ora verso "sistemi" atti a servire aree vaste e differenziate, e sempre più considerati come parte di più ampi sistemi "artificiali" di utilizzazione sovrapposti ai sistemi idrici "naturali"².

Un aspetto essenziale della gestione di un tale complesso ed articolato servizio è quello rivolto ad assicurare una sufficiente e continua erogazione di acqua potabile per il soddisfacimento dei bisogni essenziali della vita civile.

Per ottenere questo risultato è necessario prendere in considerazione tutte le varie possibili condizioni, definite "di emergenza", che potrebbero alterare in modo più o meno sensibile la quantità, qualità e continuità dell'acqua erogata.

É indispensabile, pertanto, procedere ad approfonditi esami delle normali o straordinarie emergenze, valutarne gli effetti e predisporre le adeguate misure da adottare in via preventiva o risolutiva. In altri termini, una corretta e moderna visione della "qualità" del servizio di approvvigionamento idrico richiede la massima attenzione ai problemi di affidabilità, la cui soluzione è essenziale soprattutto nelle grandi aree metropolitane.

É infatti facilmente immaginabile la gravità delle conseguenze sociali e politiche che potrebbero derivare da una consistente e prolungata carenza di un servizio così essenziale in una grande area densamente urbanizzata e quindi priva di qualunque risorsa naturale alternativa.

Tuttavia l'affidabilità non può essere accresciuta indefinitamente, sia per gli effetti indotti sull'ambiente da alcuni provvedimenti, di cui si dirà tra breve, sia per ragioni economiche.

Infatti, il problema dell'emergenza riconduce alla scelta tra soluzioni tecniche e/o organizzative che hanno costi crescenti in relazione al maggior grado di efficienza che si propongono, e che vanno quindi valutate anche in funzione delle capacità di spesa e della scala prioritaria degli impegni che l'Azienda, l'Ente deve assumersi per garantire il servizio.

Si ricorda che una classificazione schematica delle varie cause dei disservizi negli impianti idrici può essere la seguente (Martini P.,1986):

- cause endogene (dissesti per vetustà, difetti di costruzione, ecc.);
- cause esogene naturali (magre eccezionali, alluvioni, uragani, scosse sismiche, frane e cedimenti dei terreni, ecc.)
- cause esogene dovute all'uomo (errori di manovra, scioperi, atti vandalici e bellici, lavori eseguiti in prossimità, scarichi di sostanze nocive, fall-out radioattivo, ecc.).

² I termini artificiali e naturali sono qui impiegati nel significato proprio del termine, più avanti essi vorranno riferirsi a sistemi d'acquedotto naturali, cioè naturalmente presenti in un determinato contesto, e successivamente aggregati artificialmente per l'analisi e lo studio del fenomeno di deterioramento dei sistemi e dei loro componenti.

Aumentare l'affidabilità significa ridurre il numero, l'entità e la durata dei disservizi in termini di quantità e qualità (caratteristiche dell'acqua erogata) prodotti dalle supposte cause.

Ciò si ottiene con provvedimenti "strategici" e "tattici".

I provvedimenti "strategici" hanno lo scopo di minimizzare il deficit e di distribuirlo fra quanti più utenti possibile. Essi sono rivolti innanzitutto alla concezione generale del sistema, che deve risultare fortemente interconnesso, elastico e fornito di opportuna ridondanza.

Queste proprietà si ottengono sovradimensionando alcune opere e/o aggiungendo: captazioni di emergenza, riserve di volume di acqua greggia, acquedotti di emergenza, riserve di volume di acqua chiara, condotte di arroccamento, collegamenti di soccorso, centrali di sollevamento di emergenza atte ad incrementare o invertire il flusso, ecc.

Va inoltre accresciuta l'affidabilità specifica di ogni elemento del sistema (sforzandosi di attribuire gradi di sicurezza simili a tutti gli elementi che debbono funzionare contemporaneamente) ed in particolare:

- per le opere di captazione: vanno prescelti siti, e adottati provvedimenti, tali da limitare il possibile inquinamento accidentale delle acque captate, specie da parte di sostanze tossiche non eliminabili dai consueti trattamenti;
- per le opere di trattamento, sollevamento, accumulo: vanno utilizzati schemi "monoblocco" intercambiabili, con idoneo grado di ridondanza (unità stand-by);
- per le opere di trasporto: va reso minimo l'effetto provocato non solo dalla frequenza di guasto ma anche dal tempo di riparazione.

Per ottimizzare il grado generale di affidabilità del sistema occorre rendere minima la somma del maggior costo di una più elevata ridondanza e del minor valore del danno all'utenza per il conseguente decremento della probabilità di disservizio,

Sono utilizzati vari metodi (Montecarlo, Markoff) le cui applicazioni sono riportate nella letteratura tecnica (*Martini P.*, 1986-1987). Altri provvedimenti di tipo strategico, ma che operano sull'ambiente, possono essere:

- 1) interventi di prevenzione o cura per la protezione delle fonti di approvvigionamento, quali:
 - creazione di vaste zone protette nei bacini di formazione delle risorse;
 - regolamentazione nell'uso degli specchi d'acqua;
 - limitazione all'uso dei pesticidi, diserbanti, concimi, ecc.;
 - diversione di scarichi in altri bacini;
 - imposizione di limiti di qualità a tutti gli scarichi a monte;
 - costruzione di sistemi di fognatura-depurazione;
- 2) stabilizzazione delle zone franose e regimazione di corsi d'acqua nelle aree attraversate dalle opere di trasporto.

I provvedimenti "tattici" possono essere rivolti:

- 1) a tenere sotto controllo continuativo i fenomeni che possono produrre situazioni di emergenza (ad esempio: bradisismo, lenti cedimenti), in modo da prevenirne per quanto possibile gli effetti;

- 2) a ridurre i tempi di “reazione all’incidente”, occorrenti per: rilevamento dello stato di allarme; classificazione dell’emergenza; esecuzione delle manovre per isolare l’alterazione e dar luogo alla configurazione ottimale di emergenza;
- 3) a intervenire rapidamente sull’utente con mezzi di informazione e/o con rifornimenti alternativi.

Detti provvedimenti tattici possono valersi di impianti fissi (ad es. telecontrolli), di mezzi d’opera di emergenza (ad es. autobotti), di strutture organizzative (ad es. squadre fisse d’emergenza), di sistemi di accordi preventivi (ad es. con i mass-media), ecc.

Tra i provvedimenti tattici, hanno assunto importanza preminente quelli di tipo telematico, intendendo con questo termine le applicazioni congiunte dell’informatica, dell’elettronica, della scienza delle telecomunicazioni. Ad esempio, tali applicazioni possono garantire efficaci riduzioni dei tempi di “reazione all’incidente” con:

- reti automatiche di monitoraggio di qualità e quantità sia nei corpi idrici che nelle varie sezioni dei servizi idrici;
- sistemi di telecontrollo (telesegnalazione+telecomando);
- automatismi affidati a logiche locali;
- modelli di simulazione, per identificare in tempo reale l’assetto ottimale da dare al sistema idraulico in caso di incidente;
- laboratori centrali di qualità delle acque fortemente automatizzati (*autoanalyser*) ed informatizzati, in connessione con reti di trasmissione delle relative informazioni.

Nell’ambito dei provvedimenti tattici meritano una menzione particolare taluni collegamenti d’urgenza effettuati a cura del Ministero della Protezione Civile, in tempi estremamente brevi, in relazione ai danni all’acquedotto Pugliese prodotti dal terremoto dell’Irpinia (1980) o alla crisi idrica di Firenze del 1985 derivante da una magra eccezionale dell’Arno (*Federgasqua*, 1989).

Le considerazioni introduttive della “*Premessa*” mirano a fornire, sinteticamente, (essendo l’argomento già stato descritto e riportato con maggiore approfondimento nei precedenti capitoli) le caratteristiche e peculiarità che intervengono nell’ambito della gestione, della programmazione dei sistemi siano essi naturali o artificiali.

Di seguito l’attenzione verrà focalizzata sui punti salienti dell’attività della ricerca, descrivendone le fasi più importanti e sottolineando le peculiarità dei dati al fine di poterle inserire in questo contesto più ampio descritto.

4.4. PARTE SECONDA

4.4.1. Il DataBase

Il DataBase posto alla base delle analisi statistiche e delle successive elaborazioni, risulta essere il prodotto finale di una ricerca bibliografica ampia, vasta, e presumibilmente mai affrontata in precedenza. Nei paragrafi successivi si riporta la logica di acquisizione dei dati, le caratteristiche e peculiarità dei dati raccolti.

Le procedure di acquisizione intendono fornire e presentare la logica di acquisizione dei dati a partire dalle varie pubblicazioni disponibili, di volta in volta confrontandosi con problemi nuovi, legati alla stessa presentazione dei dati.

Nel paragrafo 4.6. verranno descritte le seguenti tipologie di aggregazione dei dati:

- a. natura e caratteristiche delle variabili presenti nel DataBase;
- b. aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di variabili;
- c. aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di reti;
- d. aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di acquedotti;
- e. aggregazione delle pubblicazioni per analisi spazio-temporali;
- f. organizzazione finale del DataBase.

4.4.2. La logica di acquisizione dei dati - Introduzione

Nell'ampio scenario descritto degli argomenti relativi ai sistemi idraulici più in generale intesi, e delle problematiche di interesse connesse, nell'ambito di questa attività di ricerca si focalizza l'attenzione sui *sistemi idraulici artificiali in pressione: gli acquedotti*.

I sistemi acquedottistici esaminati, coinvolgono sia i sistemi di trasporto e approvvigionamento idrico, sia i sistemi di distribuzione idrica.

Le rotture analizzate dei sistemi o dei suoi componenti si riferiscono prevalentemente a eventi di fallimento avvenuti sui soli tronchi e/o raramente sulle giunzioni. Si precisa, però, che la stragrande maggioranza delle rotture acquisite è riferita ai tronchi delle condotte.

Le precedenti precisazioni fissano le idee della ricerca.

L'attività ricercava esclusivamente informazioni di fallimenti avvenuti sui sistemi in precedenza menzionati (acquedotti) e di ricaduta alla scelta volontaria di ricerca, si inseriva una seconda scelta <<forzata>> di indagare sia i sistemi di trasporto, sia di distribuzione, non essendo sempre riportate descrizioni che permettessero di collocare l'un sistema in una categoria oppure nell'altra (maggiori dettagli sono riportati nel paragrafo "Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di acquedotti").

Individuate le caratteristiche precedenti, nel numero considerevole di pubblicazioni consultate, si è posto un'ulteriore problema di classificazione.

La bibliografia consultata e/o consultabile poteva essere suddivisa in quattro categorie:

- (1) pubblicazioni di natura teorica;
- (2) pubblicazioni con dati totalmente stimati;
- (3) pubblicazioni con dati parzialmente stimati;
- (4) pubblicazioni con dati reali.

La categoria (1) è costituita da riferimenti bibliografici di natura puramente teorica e riflessiva al cui interno non erano presenti e disponibili informazioni e dati da acquisire. Tale categoria ha, altresì, arricchito l'inquadramento generale e descrittivo dell'argomento oggetto di studio.

La categoria (2) si riferisce a lavori di letteratura tecnica nei quali erano presenti informazioni totalmente stimate. Qui con l'avverbio totalmente si vuole intendere che risultavano stimate le rotture mediante l'applicazione di modelli di previsione delle rotture e le stesse venivano ad essere attribuite a reti acquedottistiche ideali, di calcolo puramente accademico. Sia per la categoria (2), sia per la categoria (3), verrà fornita una descrizione parallela dei vari modelli di previsione implementati e da cui non era possibile risalire ai dati originali di partenza.

La categoria (3) si riferisce a lavori di letteratura tecnica nei quali erano presenti informazioni parzialmente stimate. Qui con l'avverbio parzialmente si vuole intendere che risultavano stimate le sole rotture mediante l'applicazione di modelli di previsione delle rotture (come nel caso precedente), ma applicate a reti reali esistenti.

I dati di rottura presentati e pubblicati non erano utilizzabili per gli scopi della presente ricerca, mentre i dati delle reti sono stati inseriti per avvalorare ulteriormente le statistiche ad esse legate e discusse nel capitolo 5.

La categoria (4) si riferisce, infine, a lavori che presentavano al loro interno dati reali sia in termini di rotture, sia in termini di riferimento a reti reali.

Nell'analisi e nelle successive elaborazioni sono state archiviate esclusivamente le informazioni provenienti dalle categorie (3) e (4).

Per le categorie (3) e (4), ma in particolar modo per la categoria (4), è altresì da precisare che sono state escluse dall'indagine le rotture direttamente legate a cause endogene naturali, in particolar modo le scosse sismiche, legate a loro volta a parametri caratteristici quali la velocità e l'accelerazione di picco al suolo. L'esclusione diretta è dettata da un duplice motivo:

- dalla scelta di descrivere taluni processi di deterioramento e non altri. Si sottolinea (come anche è stato riportato nel capitolo precedente) che la scelta e/o l'individuazione dei parametri è tesa e rivolta a mimare taluni meccanismi continui e distribuiti di deterioramento dei sistemi e delle sue parti, piuttosto che altri puntuali e concentrati, quali ad esempio i terremoti;
- si precisa ulteriormente che sono state dapprima archiviate e poi escluse quelle informazioni che legavano variabili predittive, (terremoto, traffico), a parametri di output non standard. Talora, le correlazioni erano effettuate rispetto a tassi di altra natura e definiti in maniera differente, nella fattispecie dei terremoti, (il numero di rotture per chilometro: sarebbe stata necessaria un'analisi parallela del periodo di osservazione legato al periodo di ritorno dei terremoti di assegnata magnitudo e riferite ad una ben determinata area del mondo), mentre per il traffico, erano presenti tassi così definiti (numero di rotture per anno e per numero di linee di autobus). Anche in questo caso non era possibile risalire con facilità alla definizione classica di tasso di rottura.

In questa attività di ricerca, il parametro di output del modello globale e dei singoli modelli parziali è stato il tasso di rottura. L'esclusione di talune informazioni sostanzialmente legate alla possibilità di sviluppare modelli singoli parziali, non esclude tuttavia la loro presenza nei micro-data set che generano i vari modelli parziali. L'ipotesi di lavoro fondata sull'indipendenza di azione di una variabile predittiva rispetto ad un'altra non espelle tutte le altre cause di rottura.

In conclusione, pur non sviluppando dettagliati e precisi modelli per taluni parametri ricadenti sia nelle cause endogene, sia in quelle esogene naturali, sia nelle cause esogene dovute all'uomo, non si prescinde, né si può prescindere da essi nei singoli processi modellistici.

A titolo esemplificativo, nel modello parziale univariato con il diametro, le rotture legate al diametro possono ragionevolmente essere causate da difetti di fabbricazione, magre eccezionali, alluvioni, uragani, frane e cedimenti dei terreni, errori di manovra, scioperi, atti vandalici e bellici, lavori eseguiti in prossimità, scarichi nocivi, fall-out radioattivo, correnti vaganti nel terreno, campi elettromagnetici indotti da linee aree elettrificate. Tutte queste cause, pur se non presenti nell'elenco delle cause indagate in termini modellistici anche se eventualmente ricadenti in fenomeni di rottura di tipo continuo (vedi frane e cedimenti del terreno), non possono certamente essere escluse ed espulse dall'ampio ventaglio di cause che possono generare l'effetto della rottura, termine quest'ultimo

anch'esso aleatorio nel significato attribuito in letteratura tecnica. In tal modo, lo studio sistematico delle pubblicazioni che riportano i dati di rottura rilevati sperimentalmente su diversi acquedotti del mondo ($\approx 2 \cdot 10^2$ pubblicazioni consultate ma di **esse solo $1 \cdot 10^2$ (pubblicazioni) con dati reali ed utilizzabili per una successiva elaborazione**) ha consentito di ottenere diversi risultati preliminari ed imprescindibili ai fini della costruzione del modello. Lo studio dei vari lavori di letteratura, risulta, fortemente basato sulle precedenti considerazioni e nel contempo proiettato a ricercare informazioni caratterizzate da questa impostazione metodologica - modellistica.

4.5. PARTE TERZA

4.5.1. I modelli previsionali di rottura individuati

Nelle categorie (2) e (3) sostanzialmente sono due le tipologie di stime che possono incontrarsi:

1. stime prodotte da applicazioni teoriche;
2. stime prodotte da software modellistici.

Di seguito si forniscono e descrivono sinteticamente alcuni esempi.

Per le stime prodotte da applicazioni teoriche si intendono simulazioni svolte per verificare le effettive capacità di un metodo e riferite ad una rete ideale ad esempio Anytown (*Salandin e Darvini*, 2007). Anytown è una rete ideale di una città di medie dimensioni. La verifica viene effettuata nell'ambito del progetto di adeguamento della rete con riferimento ad un prefissato piano di sviluppo urbanistico. Il progetto deve soddisfare le richieste minimizzando i costi attualizzati.

Diverse soluzioni vengono suggerite nel corso degli anni. Più recentemente, viene presa in considerazione a fianco della condizione di minimo costo, quella che mira a garantire l'affidabilità della rete. In particolare, viene posta a base del progetto, la soluzione proposta da *Farmani et al.* (2003) che individua una condizione di minimo costo massimizzando allo stesso tempo l'affidabilità della rete. Pertanto le caratteristiche geometriche delle condotte della rete risultano figlie della soluzione di *Farmani*. Assieme alle precedenti caratteristiche (lunghezze e diametri) viene associato a ciascuna condotta un valore medio di scabrezza e un tempo medio di fallanza (MTTF), ricavato attraverso la relazione proposta da *Salandin* (2003) e ricavata in località Marghera (di cui si dirà nel capitolo 7).

La presente descrizione è riportata quale esempio della prima tipologia di stime presenti e riscontrabili in letteratura.

Per quanto concerne le stime prodotte da software modellistici, si riporta di seguito una breve descrizione delle varie occasioni e situazioni proposte e presenti nei lavori pubblicati (si riporta una panoramica generale ma non certamente dettagliata ed esaustiva, non essendo questo argomento il filone primario della ricerca).

I modelli previsionali di rottura nascono con lo scopo di supportare i gestori delle reti nella pianificazione delle azioni di riabilitazione e potenziamento delle infrastrutture.

In particolare, due progetti, si inseriscono nel più ampio scenario dei Decision Support System: il CARE-W, progetto di ricerca sviluppato nell'ambito del quinto Framework Programme della Commissione Europea, dal 2001 al 2004 e il SINTEF (in Norvegia) che hanno prodotto sistemi di supporto alle decisioni di asset management, che i numerosi ed approfonditi test condotti hanno dimostrato essere in grado di indirizzare efficacemente le strategie di riabilitazione.

Il DSS CARE-W è costituito da una suite di software per la valutazione delle condizioni presenti e future delle reti idriche, inclusi *tools* di valutazione degli indicatori di performance (PI *tool*), di previsione delle rotture (FAIL *tool*), di calcolo dell'affidabilità del servizio di distribuzione (REL *tool*). Sulla base dei risultati di questi *tools*, vengono stimate le necessità di investimento a lungo termine (LTP *tool*) e si procede al ranking ed alla selezione dei progetti di riabilitazione (ARP *tool*).

Il Pi *tool* fornisce indicazioni statistiche sulle performance generali della rete, il FAIL *tool* permette di calcolare le probabilità di rottura dei singoli tubi, ed il REL *tool* combina queste informazioni con l'importanza idraulica dei tubi, per valutare l'affidabilità del servizio di distribuzione.

I risultati ottenuti dai *tools* precedenti vengono elaborati dall'ARP (Annual Rehabilitation Planning *tool*) che usa una procedura multicriterio di ranking e selezione delle opzioni di riabilitazione.

Le valutazioni delle future necessità di investimento sono invece generate dall'LTP (long term rehabilitation planning *tool*).

I **tools** operano sinergicamente nella cornice del CARE-W tramite il Water Network Rehabilitation Manager, che gestisce il flusso delle reti, di sistemi informativi territoriali (GIS) e procedure guidate di input/output. Infine, i risultati delle elaborazioni sono visualizzabili in forma grafica (di diagramma e cartografica) e tabellare.

Le presenti note forniscono un inquadramento generale, ma sintetico degli strumenti di stima delle performances delle reti e delle condotte.

Più in particolare, invece, i criteri decisionali dell'Annual Rehabilitation Programme (ARP) richiedono la conoscenza del tasso di rottura, stimato per tutti i tubi, allo scopo di classificarli e fare delle comparazioni fra essi. Altri parametri importanti per il CARE-W_ARP sono:

- l'Hydraulic criticality, criterio che combina i tassi di rottura e l'importanza del tubo (dipendente dalla sua collocazione nella rete);
- le perdite idriche;
- l'influenza delle condizioni dei tubi sulla qualità dell'acqua.

Gli ultimi due indicatori nell'ambito dell'ARP, sono valutati per gruppo di tubi o per zona. Sono due le tipologie implementate nella suite:

- *tool* finalizzati alla previsione dei disservizi causati da un tubo o da un gruppo di tubi;
- *tool* finalizzati alla valutazione dell'hydraulic reliability (affidabilità idraulica) di un tubo o gruppo di tubi.

Nell'ambito dei modelli di previsione delle rotture, i Failure Forecasting *tool*, CARE-W_PHM (Cemagref) e CARE-W_POISSON (INSA-Lyon) sono modelli di previsione basati sulle rotture e sulle perdite individuate e registrate in passato; richiedono pertanto l'esistenza di un database sufficientemente accurato, caratterizzante la rete e comprendente tutte le rotture e le perdite riparate, nonché la data in cui si sono verificate. I due *tools* differiscono per l'approccio statistico adottato.

CARE-W_PHM usa dati di rotture pregresse per sviluppare un modello di previsione, basato sull'analisi delle sopravvivenze (metodo adoperato in epidemiologia), in particolare sul tempo intercorrente tra due rotture. Definite le variabili significative, il modello consente la previsione del numero e dei tassi di rottura di ciascun tubo, per un orizzonte temporale di 5 o 10 anni.

CARE-W_POISSON calcola il tasso medio di rottura per gruppo di tubi di caratteristiche omogenee. Se un tubo che è stato riparato presenta un tasso di rottura più alto di quello degli altri tubi del suo gruppo, il suo tasso di rottura viene conservato nei risultati.

Si potrebbe descrivere maggiormente l'uso, le singole applicazioni di questi software modellistici, ma non essendo l'obiettivo principale di questa Tesi, essi sono stati esclusivamente richiamati per introdurre sinteticamente l'argomento relativo alla esclusione di dati e di lavori tecnici non inseriti né inseribili nel DataBase.

Si rimanda per approfondimenti alla letteratura tematica di settore.

4.5.2. La logica di acquisizione dei dati

In questo paragrafo si raccolgono tutte le osservazioni legate alla costruzione del DataBase della letteratura tematica.

In particolare, per quanto riguarda le varie osservazioni, saranno di seguito elencate con riferimento alla cartella di lavoro di provenienza [numero cartella] non necessariamente corrispondente ad un unico sistema acquedottistico.

A titolo esemplificativo, si riporta uno stralcio di alcuni esempi (10 esempi) di analisi e di studio provenienti da un più dettagliato file di descrizione e commento per ciascuna pubblicazione delle categorie (3) e (4). Gli appunti proposti vogliono essere momento sia per ripercorrere fasi storiche della ricerca, sia per sottolineare alcune ipotesi di lavoro che hanno percorso l'intera fase di acquisizione dei dati. Le cartelle-studio scelte contengono tipologie di problemi differenti al fine di fornire una panoramica ragionevolmente completa delle numerose tipologie di organizzazione dei dati all'interno di ciascuna di esse.

CARTELLA [1]

<<La cartella [1] presenta un esempio della metodologia di valutazione complessiva dell'efficienza applicata dalla Water Company di Louisville (LWC) nel Kentucky.

La LWC è una società pubblica di tipo municipale, che serve una popolazione di 750'000 abitanti, con 220'000 allacciamenti di presa e 16'000 idranti antincendio. Essa eroga in media 439'000 m³ al giorno con una capacità produttiva di oltre un milione di m³ al giorno utilizzando come fonte principale di approvvigionamento idrico il fiume Ohio. La rete di adduzione e distribuzione ha uno sviluppo totale di circa 4'700 km. La LWC tratta rotture e perdite all'interno del programma di Sostituzione e Rinnovo della rete. La rete consiste di 7 tipi differenti di condotte (7 materiali distinti) che possono essere collegati ai rispettivi periodi di installazione.

La pubblicazione presenta 4 anni di osservazione e per ciascun anno osservato il numero delle rotture verificatesi sulle condotte distinte per periodo di posa e riportando il valore corrispondente della lunghezza delle condotte per periodo di posa aggiornata per ogni anno osservato>>.

CARTELLA [2]

<<La cartella [2] presentava il legame tasso di rottura con l'età differenziandolo per tubi di ghisa colati in forma e per ghisa centrifugata. Si è ritenuto ragionevole considerare l'unica categoria di ghisa grigia. I tassi di rottura erano espressi come rotture/miglio-anno. Al fine di omogeneizzare i dati sono stati trasformati in rotture/km-anno. Per la [2] non è stato possibile risalire al periodo di osservazione e pertanto al numero di anni di osservazione>>.

CARTELLA [4]

<<La rete di AGAC. La rete esaminata è quella di Reggio Emilia e di Montecchio Emilia. Gli eventi di rottura esaminati sono eventi che hanno interessato il sistema giunto-tronco. Dallo Studio della pubblicazione si evince che l'area oggetto di studio è l'area cittadina del centro urbano, (si

parla di area centrale della città (area del centro storico), pertanto si può ritenere che le lunghezze di riferimento siano quelle della distribuzione e non le adduttrici).

Inoltre la pressione media di esercizio che insiste si evince essere pari a 35 metri di colonna d'acqua. Le condotte sono mediamente posate ad una profondità di 80 cm su letto di sabbia>>.

CARTELLA [7]

<<Gli eventi di rottura esaminati sono eventi che hanno interessato il sistema giunto-tronco. Sono stati esaminati i seguenti acquedotti: Imola, Castel Bolognese, Riolo Terme, Solarolo.

Il terreno è sedimentario sabbioso nelle zone pede-collinari e sedimentario limoso in pianura.

Per il sottofondo delle tubazioni viene impiegata sabbia gialla. La profondità minima di posa è di 80-90 cm per le condotte in strada e di 120 cm in campagna, di 60-70 cm per gli allacci.

La pressione media è di 3,5 bar. Gli anni osservati sono 2,42; in precedenza le rotture registrate sono sempre nulle. A tal proposito, si ritiene di precisare che gli autori non avrebbero dovuto scrivere zero ma lasciare le celle bianche per far comprendere che non c'era stata raccolta dati in quel periodo.

Scrivere zero significa invece ammettere che non ci sono state rotture in quel periodo, fatto che, confrontato con gli altri anni è poco credibile>>.

CARTELLA [11]

<<Sono stati indagati 42 sistemi acquedottistici per gli anni 2004-2005 e 40 sistemi acquedottistici per gli anni 2006-2007. In questo lavoro vengono esaminati il legame tasso-materiale, tasso-diametro, tasso-pressione, tasso-pressione-materiale e riassunti per il periodo 2004-2007 (4 anni osservati). Nel legame tasso-materiale, è riportata la ghisa; dal momento che non si specificava, al fine di poter dettagliare il materiale, si è ritenuto credibile supporre che trattavasi di ghisa grigia. Nel legame tasso-diametro, erano presenti le classi dei diametri. Erano ben specificati anche i valori massimi e minimi presenti dai quali è stato facile calcolare il valore medio degli intervalli (laddove intervalli non chiusi ma descritti dal solo simbolo di disuguaglianza). Al fine di eliminare l'approssimazione legata al non totale rispetto dei simboli di uguaglianza, è ragionevole procedere nel calcolo dei valori medi nel seguente modo: se il diametro 100 è considerato nel primo intervallo non può esserlo nel secondo (dove abbiamo allora, il 125 e il 150 e il 200, il cui valore medio è: 158,33 mm), in maniera analoga per la terza classe di diametri (>200 massimo 300) il 200 non può essere considerato, ipotizzando che ci sia il 250 e il 300, il valore medio è pari al 275 mm. Per il legame tasso-pressione, qui si riporta il legame della pressione con il tasso. Sono presenti classi di pressione. Per $P \leq 40$ m, si ipotizza che sulla rete non si scenda mai al di sotto di un valore di 25 metri, e per tal motivo il valore medio è per questa classe pari a: 32,5 m; nella classe successiva il valore 40 m è escluso, la media va effettuata tra 41 m e 60 m: il valore medio è 50,5 metri; nella terza classe il valore 60 m è escluso, la media va effettuata tra 61 m e 80 m: il valore medio è 70,5 metri. Infine nell'ultima classe >80 m, si ipotizza che non si superino i 100 metri di colonna d'acqua; il valore 80 m è escluso: la media è tra 81 m e 100 m: il valore medio è: 90,5 metri. Questo ragionamento è perché il valore della pressione di esercizio sulla rete è da considerarsi come un valore continuo (che per semplicità viene ipotizzato intero) e non come nel caso precedente dei diametri puntuale nell'intervallo). Altra ipotesi è che si assume che la pressione vari con un passo unitario per comodità di scrittura, altrimenti si sarebbe dovuto supporre che la classe successiva parta da 40,1 fino a 60. Inoltre, tali valori di pressione non sono distribuiti come negli altri casi, ma affetti da ipotesi di lavoro che tendono a mediarli>>.

CARTELLA [20]

<<La rete di Montemarano è una rete gestita dalla Società Alto Calore Servizi. Dallo studio del data-base di altri Comuni, (vedi ad esempio Atripalda), il diametro più piccolo che generalmente si incontra nelle rotture è 1/4" che convertito in millimetri è 6,35 mm. Pertanto dal momento che vengono presentate le classi dei diametri, il valore minimo della prima classe è il precedente. L'estremo superiore della prima classe è inserito in questo intervallo e non nel successivo e così via fino all'ultima classe. All'ultima classe, essendo escluso il valore del 125 mm perché già inserito nella precedente, l'unico valore incluso è il 150 mm. In definitiva: 1^a classe: (6,35-50; media 28,175), 2^a classe: (60-80; media 70), 3^a classe: (90-125; media 107,5), 4^a classe: (150; media 150)>>.

CARTELLA [57]

<<La rete esaminata è quella dell'abitato di Tricarico in Basilicata con una estensione di circa 1,5 km² e con uno sviluppo complessivo delle tubazioni di circa 20 km, costituite interamente in ghisa grigia e ghisa sferoidale, con giunti in parte in piombo e in parte di tipo rapido>>.

CARTELLA [66]

<<Si considerano le registrazioni in possesso dell'A.S.A.M. relative agli interventi praticati sulla rete idrica di Castellamare di Stabia per arginare le perdite idriche.

In funzione dell'età delle condotte si suddivide la rete idrica in quattro parti: meno di 25 anni; tra 25 e 40 anni; tra 40 e 60 anni; più di 60 anni.

Il comune di Castellamare di Stabia servito dall'A.S.A.M., si estende per 1'771 ettari da quota mare alle pendici del monte Faito (1'300 m). Dal censimento del 1981 risultano 70'316 residenti con una densità abitativa di 40 ab/ha.

L'analisi dei registri di lavoro giornalieri sugli interventi effettuati per manutenzione delle condotte dello schema acquedottistico di Castellamare di Stabia da giugno 1987 a febbraio 1990 consente l'impiego dei dati di circa 1'000 interventi (nel lavoro si riporta direttamente il totale degli interventi). Non disponendo di informazioni dettagliate in relazione all'anno della messa in opera di ogni condotta, gli autori hanno individuato delle categorie di età.

Il tasso di rottura riportato A^* è definito come il numero di interventi/anno·sviluppo prevalente delle condotte*10² dove con diametro prevalente si intende il diametro di almeno il 75% delle condotte presenti in una categoria di età, trovandosi nella fortunata condizione che questa è rappresentata da un sol diametro. Per la rete di distribuzione dell'acqua potabile fino al 1940, ogni ampliamento fu fatto senza alcuna programmazione. Nel lavoro si afferma che dei 55 km di condotte principali in esercizio, il 35% ha più di 80 anni, il 37% ha età compresa tra 40 e 80 anni, solo il 27% ha meno di 40 anni. Si descrive anche che il 70% delle condotte è realizzata in ghisa lamellare (quelle più vecchie), sferoidale (quelle più recenti).

L'intensità del traffico in transito sulla strada in cui è ubicata la condotta è l'ultimo parametro correlato al numero di interventi di manutenzione per unità di lunghezza di condotta. In questo caso ad ogni strada del comune è stato dato un giudizio qualitativo in relazione all'intensità dei flussi ed al tipo di veicoli in transito. Le strade e quindi le condotte e gli altri parametri, sono stati raggruppati in funzione dei giudizi. Questo parametro è stato messo in relazione con il numero totale di interventi per unità di lunghezza>>.

CARTELLA [76]

<<In questo lavoro di tesi erano presenti dati relativi alle rotture in funzione dell'accelerazione al suolo dovuta ai terremoti nel mondo e della velocità; esiste un'altra pubblicazione, che di seguito si riporta, che mette in relazione il numero di rotture annuo con un indice di fragilità. Si riportano sia i

tassi di rottura calcolati per Dazce che altre città in funzione del PGA, (accelerazione di picco del terreno moltiplicata per l'accelerazione di gravità). (Quelle indicate come rotture/km sono in realtà tassi differenti rispetto alla definizione standard. Il sisma non può considerarsi un evento che si sia verificato tutto l'anno, ma in frazioni decimali, centesimali, millesimali di un anno).

Un altro parametro viene presentato: PGV (velocità di picco al suolo) espressa in cm/s>>.

CARTELLA [80]

<<Le caratteristiche di età pressione, profondità e materiale si possono ritenere associabili a tutti i tassi di rottura perché valori medi così come anche in tutte le altre pubblicazioni laddove essi presenti. La pressione, la profondità e l'età media in questa pubblicazione si sono ritenute ragionevolmente spalmabili. Per l'età non si applica questo principio, al fine di preservare il legame del tasso di rottura con l'età da errori di approssimazione eccessiva essendo questo parametro come il diametro e il materiale quasi mai ipotizzato. In ogni caso, l'età media della rete in questo periodo esaminato ed indipendentemente dagli altri parametri indagati risulta essere 43,75 anni.

La pressione media sulla rete è pari a 480 kPa che convertita in metri risulta essere: 48,9496 metri di colonna d'acqua>>.

4.5.3. Ipotesi teoriche di base

La lettura della descrizione delle analisi svolte (in particolar modo delle dieci cartelle riportate ed estratte quale campione rappresentativo dello studio più ampio svolto) è stata eseguita sulla base della seguente verifica/assunto di ricerca.

La verifica/assunto analitica viene riportata al fine di illustrare il metodo adoperato per sintetizzare le informazioni disponibili e concentrare il numero dei dati da elaborare.

Tale operazione poteva essere ottenuta in due modi differenti.

Il primo. Note, per ciascuna classe di posa delle condotte, la lunghezza e il numero di rotture, si è determinato il corrispondente valore del tasso di rottura ottenendo n tassi di rottura nel nostro caso n=4. Indicando con i il generico anno di osservazione i [1,..i,...n], il valore finale unico è pari alla media dei singoli valori del tasso di rottura. Sempre per assegnato periodo di posa, indicando con N_i il numero di rotture nell'anno i e con L_i la lunghezza delle condotte in quell'anno, applicando la definizione classica di tasso di rottura, si ottiene:

$$\bar{\Lambda} = \frac{\sum_{i=1}^n \Lambda_i}{\sum_{i=1}^n i} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{N_i}{L_i}}{\sum_{i=1}^n i} \quad (4.1)$$

Il secondo. Il secondo metodo invece considera il valore medio delle lunghezze negli anni di osservazione e il valore totale delle rotture avvenute nel periodo.

Indicando con N la sommatoria delle rotture negli n anni e con \bar{L} segnato il valore medio delle lunghezze, applicando la definizione di tasso di rottura, si ottiene:

$$\bar{\Lambda} = \frac{N}{\bar{L} \cdot \sum_{i=1}^n i} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{\bar{L} \cdot \sum_{i=1}^n i} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{\sum_{i=1}^n L_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^n i}{\sum_{i=1}^n i}} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (4.2)$$

La (4.1) e la (4.2) conducono a valori uguali del valore medio. D'altronde si osserva che il numero totale delle rotture avvenute negli anni osservati è il valore medio delle rotture. Inoltre, ricordando che

la media dei rapporti è uguale matematicamente ai rapporti delle medie, c'è da comprendere che sostanzialmente la (4.1) e la (4.2) partono da definizioni sostanzialmente uguali di calcolo.

La (4.1) e la (4.2) sono altresì servite quale verifica della correttezza dei ragionamenti applicati.

Tale ragionamento viene qui esposto non solo per un ordine mentale e metodologico ma anche perché talora è stato applicato l'uno, talora è stato applicato l'altro a seconda dei casi.

Inoltre, in maniera generale, si è riscontrato che:

1. Gli Autori, talora assegnano valore zero alle rotture, altre volte non assegnano valore alle rotture. L'un caso è differente dall'altro. Assegnare valore nullo significa ammettere che non vi siano state rotture in quel periodo. Non assegnare un valore può invece significare due cose: (1) non conoscenza del numero delle rotture in quel periodo pur se esaminato; (2) non conoscenza del numero delle rotture in quel periodo perché escluso dalla finestra di indagine. Le possibilità citate sono state trattate separatamente e rispettate pienamente al fine di non introdurre ulteriori quantità aleatorie di errore. Si è verificato, infatti, che, talora i valori nulli assegnati da alcuni Autori, se confrontati con gli anni osservati, laddove disponibili, risultavano essere poco credibili.
2. Si è posto che tutte le tipologie di ghisa, venissero inglobate nella categoria del materiale ghisa grigia, fatta eccezione della ghisa sferoidale, e che tutte le tipologie di acciaio (zincato, bitumato saldato, bitumato senza saldatura, gisko), venissero accorpate nell'unica categoria dell'acciaio. Tale livello di approssimazione è legato alla scarsa numerosità di informazioni che non avrebbero, in ogni caso, consentito di elaborare analisi statisticamente significative.
3. Talora in una minoranza di casi non era direttamente presente il valore dell'età, ma a partire da altre informazioni presenti nel lavoro, è stato possibile assegnare un valore di età verosimile.
4. I dati disponibili nelle varie pubblicazioni, fornivano i dati nelle più varie unità di misura. Si è proceduto ad uniformarle tutte al Sistema Internazionale.

4.6. PARTE QUARTA

4.6.1. Natura e caratteristiche delle variabili presenti nel DataBase

La natura delle variabili predittive presenti nel DataBase è fortemente legata all'ipotesi di lavoro principale della ricerca secondo la quale, le variabili vogliono essere rappresentative di processi continui nel tempo (vedi il processo di corrosione, i carichi dinamici, le caratteristiche geometriche delle condotte, le caratteristiche del terreno, etc.).

Il primo risultato è stato quello della definizione dei parametri da prendere in considerazione.

In effetti i parametri utilizzati, sulla scorta della letteratura esistente, sono stati 18.

Questi 18 parametri possono essere suddivisi in quattro categorie (Aslani, 2003): condizioni strutturali o fisico-idrauliche delle condotte (diametro, età, materiale, pressione), condizioni esterne o del terreno (terreno, altezza di pioggia, temperatura dell'aria, indice di congelamento, traffico, umidità), tipologia dell'acqua fluente (indice di aggressività, alcalinità, contenuto in solfati, durezza), tipologia di posa delle condotte (profondità di posa, letto di posa).

Questi 18 parametri, stante la loro natura, sono stati chiamati anche "variabili predittive".

I parametri che rappresentano le caratteristiche di interesse (caratteri) rilevati sulle unità statistiche (acquedotti) vengono chiamate "variabili predittive".

Una variabile è quindi una caratteristica di diretto interesse che si studia sul campione (o popolazione), che può assumere una pluralità di valori (almeno 2), che devono essere esaustivi e non sovrapposti. I valori distinti assunti da una variabile sono dette modalità della variabile.

Le modalità in genere sono note preliminarmente.

La scala delle modalità delle variabili può produrre i seguenti tipi di dati:

- dati *qualitativi o categoriali* (ordinali, sconnessi) e *dicotomici*;
- dati *quantitativi o numerici* (discreti, continui);
- dati *trasferibili*.

In particolare, in statistica si parla di dati:

- *qualitativi o categoriali* quando le modalità della variabile sono espresse in forma verbale. A loro volta questi dati possono essere: *sconnessi o nominali* se non esiste nessun ordinamento tra le modalità; *ordinali* se è possibile individuare un ordinamento naturale delle modalità. Se le modalità sono solo due si parla di dati *dicotomici o binari*.
- *quantitativi o numerici* quando le modalità sono espresse da numeri. A loro volta questi dati possono essere: *interi o discreti* quando le modalità sono numeri interi; *continui o reali* quando le modalità sono numeri reali; eventuale suddivisione in classi.
- *trasferibili* se si può cedere tutta o una parte del carattere posseduto a un'altra unità.

Il DataBase è costituito da:

- variabili categoriali di per sé nominali, ma che possono essere rese quantitative semplicemente attribuendo a ciascuna come valore numerico proprio il corrispondente tasso di rottura (vedi materiale, terreno, traffico, letto di posa);
- variabili numeriche intere (diametri);
- variabili numeriche continue (età, pressioni, profondità di posa, etc.);
- variabili trasferibili perché spalmabili dal sistema ad una sua parte (vedi pressione di esercizio).

Il DataBase risulta in tal modo, essere costituito da una diversità di variabili, le quali sono state aggregate casualmente le une alle altre.

In particolare, le variabili presenti nel DataBase sono le seguenti:

1. tasso di rottura : espresso in rotture/km·anno. $\Lambda \in [0 : 2950]$;
2. diametro: espresso in mm. $D \in [20 : 1350]$;
3. età: espressa in anni. $A \in [0 : 147,5]$;
4. materiale: sono presenti nove tipologie di materiale M (acciaio, ghisa grigia, ghisa sferoidale, pvc, polietilene, pead, calcestruzzo armato precompresso, fibrocemento, piombo). È, altresì, presente la tipologia di materiali aggregati tra loro, (ghisa grigia-ghisa sferoidale, etc.) nonché la tipologia ignoto;
5. pressione: espressa in metri. $P \in [12,5 : 95]$;
6. terreno: sono presenti dieci tipologie/definizioni di terreno T (argilla e sabbia, argilloso, espansivo, leggermente espansivo, limo e argilla, molto espansivo, sabbia ghiaia e argilla, sabbioso-limoso, stabile, terreno urbano);

7. DIPRA: è un raggruppamento di 4 variabili: pH terreno, potenziale redox (mV), resistività ($\Omega \cdot \text{cm}$), solfidi (mV). I 4 parametri vengono tradotti in punteggio secondo uno schema internazionale di cui si dirà meglio nel paragrafo dedicato del capitolo 7. I punteggi variano nell'intervallo DIPRA $\in [5 : 13,5]$;
8. altezza di pioggia: espressa in mm. $h \in [0 : 270]$;
9. temperatura dell'aria: espressa in $^{\circ}\text{C}$. $t_a \in [0,5 : 27]$;
10. temperatura del terreno $\leq -1^{\circ}\text{C}$ (indice di congelamento): rappresenta il numero di giorni in un mese in cui la temperatura del terreno è inferiore o uguale a -1°C . $I_{F2} \in [0 : 28]$;
11. traffico: sono presenti due descrizioni del traffico che conducono a 6 tipologie di T_r : (low load, high load, nullo, moderato, ordinario, intenso);
12. umidità: espressa in mm. Rappresenta un bilancio di pioggia che vuole essere un surrogato dell'umidità. $U \in [-20 : 325]$;
13. freezing index: è la temperatura media giornaliera cumulata sotto 0°C per cinque mesi (da novembre fino a marzo) ed è espressa in $^{\circ}\text{C}$. $I_{F1} \in [1100 : 2200]$;
14. indice di aggressività dell'acqua: $I_A \in [8,3 : 12,6]$;
15. sulphate content: espresso in mg/l. $S_C \in [0 : 255]$;
16. durezza: espressa in mg/l. $H \in [5 : 295]$;
17. alcalinità: espressa in mg/l. $\text{Alc.} \in [5 : 138]$;
18. profondità di posa: espressa in m. $d \in [0,54 : 2,37]$;
19. letto di posa: sono presenti due tipologie del letto di posa (sabbia e sabbia gialla).

Le precedenti variabili verranno descritte in sede di presentazione del corrispondente modello parziale che le lega al tasso di rottura.

4.6.2. Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di variabili

Il DataBase di letteratura tecnica risulta essere caratterizzato da differenti tipologie di aggregazione dei dati o in maniera simile dalle pubblicazioni che in esso vengono inserite (questa descrizione sarà fornita anche nel capitolo successivo (capitolo 5)).

I dati presenti nelle varie pubblicazioni potevano essere associati ad almeno una delle variabili predittive elencate nel precedente paragrafo o ancora a nessuna di esse (nella fattispecie veniva pubblicato il valore del tasso di rottura a scala di rete, di sistema Nazione, o di un qualsivoglia agglomerato di condotte esaminate).

Anche nel capitolo 5 si segnalerà questa distinzione e si particolareggerà nel seguente modo (si riporta integralmente la descrizione): <<Prima di elencare e descrivere le varie tipologie aggregative, è altrettanto importante segnalare che i dati presentati nel DataBase possono essere di due tipi in termini di correlazione con altri parametri:

1. non correlati a nessun parametro (sono presenti eventualmente soltanto i tassi di rottura);
2. correlati ad uno o più parametri.

La tipologia di correlazione deve però ulteriormente essere distinta in due sotto-categorie:

- 2.a. correlazione riferita ad un parametro definito primario;
- 2.b. correlazione riferita ad un parametro definito secondario.

Per parametro primario si intende un parametro che risultava essere presentato in contesto di letteratura scientifica e pertanto la sua correlazione rispetto al tasso di rottura può sostanzialmente definirsi e ritenersi diretta (perché sostanzialmente priva di ipotesi) e pertanto primaria. Nel capitolo 5 si affermerà che appartengono a questa prima categoria il diametro, il materiale, l'età e tutte le altre a meno fatta eccezione di quelle ricadenti nella seconda categoria. Le prime tre variabili risultano fortemente significative per la statistica sulle lunghezze, la restante parte non spiccatamente significativa per la definizione di un criterio di distribuzione.

Una correlazione secondaria è definita quando il tasso di rottura risulta essere posto in correlazione con un parametro <<medio>> non specificamente riferito a quel determinato valore di tasso, ma riferito ad un contesto più allargato (a scala di rete) ma che in prima ipotesi si può ritenere, mediamente parlando, caratteristico di ogni singolo componente o parte della stessa rete (sistema).

Fanno parte di questa categoria ad esempio, la pressione media di esercizio della rete, la tipologia di terreno, il letto di posa, talora la profondità di posa, etc.

Si nota, quindi, facendo seguito al paragrafo (4.6.1.) che esistono variabili categoriche e numeriche primarie (per le statistiche successive legate alle lunghezze delle condotte), e variabili categoriche e numeriche secondarie.

Alle prime appartengono il diametro, l'età e il materiale, alle seconde, la pressione, il terreno, il letto di posa, l'altezza di poggia etc.

Ancor di più c'è da ritenere che la pressione, il terreno, il letto di posa, siano anche variabili trasferibili dal momento che hanno trasferito la totalità dell'informazione ad altri dati non direttamente associati.

4.6.3. Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di reti

Lo studio della rete ha interessato un vasto e numeroso insieme di pubblicazioni. In particolar modo, le pubblicazioni delle categorie (3) e (4) riportate nel paragrafo 4.5.2 hanno fornito le informazioni in termini di rotture e di caratteristiche geometriche delle reti.

Le pubblicazioni della categoria (2) non sono state contemplate nella costruzione del DataBase, ma una statistica mostra e presenta la loro incidenza sul totale.

La tipologia di sistemi incontrati è così schematizzabile:

- reti reali;
- reti ideali;
- multiutilities.

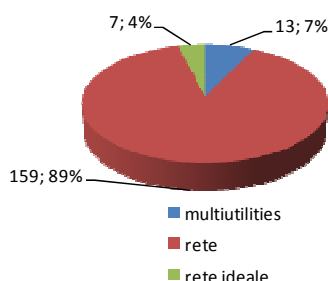


Figura 4.1 Diagramma delle percentuali di apparizione delle varie tipologie di sistemi

Le reti reali e le multiutilities sono state inserite nel DataBase.

Le reti ideali per le ragioni già descritte e commentate in precedenza sono state escluse.

Le reti reali come mostrato dalla figura 4.1 rappresentano la stragrande maggioranza con l'89%, le multiutilities rappresentano il 7% degli inserimenti, mentre le reti ideali soltanto il 4%.

Qui, è da precisare il termine multiutilities.

In genere, una multiservizi è un'azienda che si occupa di erogazione di due o più servizi pubblici come la gestione del servizio idrico integrato (captazione, fornitura e depurazione acqua), del ciclo dei rifiuti e altri servizi per l'ambiente, della distribuzione del gas o dell'elettricità, dell'illuminazione pubblica, di telecomunicazioni, di parcheggi e di trasporti urbani o extraurbani.

Possono essere a capitale pubblico, acquisendo la gestione dei servizi secondo il modello "in house providing", oppure a capitale privato o misto pubblico/privato, partecipando all'acquisizione del servizio attraverso gara. In inglese tale azienda è chiamata multiutility, neologismo ormai di uso corrente nella lingua italiana.

Qui, multiutility, vuole invece, intendere un agglomerato di sistemi acquedottistici, un mega agglomerato, al fine ultimo di distinguerlo da reti cittadine urbane, rurali e/o metropolitane.

La definizione è utile e richiama fortemente il problema che si solleverà e discuterà nel capitolo successivo.

4.6.4. Aggregazione delle pubblicazioni per tipologia di acquedotti

Nell'ambito della presente attività di ricerca, si sono studiati i sistemi idraulici artificiali in pressione: gli acquedotti. Nel contesto acquedottistico vengono presi in considerazione lo schema dell'acquedotto interno e lo schema dell'acquedotto esterno, in quanto le tipologie e cause di rottura sono di natura diversa. In linea di principio i diametri piccoli ricadono nell'ambito dell'acquedotto interno, i diametri più grandi nell'acquedotto esterno.

La definizione del discrimine tra l'acquedotto interno e l'acquedotto esterno in letteratura tecnica è alquanto aleatoria. Numerosi sono i fattori che intervengono nella sua definizione.

È usuale in letteratura tecnica trovare la definizione in base alla quale si distinguono le tubazioni in: adduzione, distribuzione e prese. Approfondimenti ulteriori sono presenti nel capitolo 7.

Il DataBase è stato descritto anche in termini di percentuale di presenza dell'una tipologia rispetto ad un'altra. Si riporta di seguito una sintesi.

Si mostra come più della metà degli acquedotti inseriti nel DataBase siano reti di distribuzione, il 28% di adduzione e distribuzione. Soltanto l'1% di sola adduzione. Si precisa ulteriormente che circa il 16% degli Autori non specifica l'appartenenza del sistema ad una categoria oppure ad un'altra.

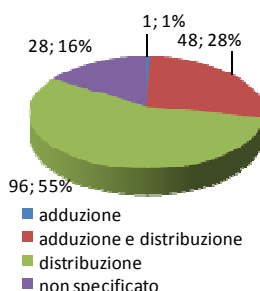


Figura 4.2 Distribuzione Acquedotti

4.6.5. Aggregazione delle pubblicazioni per analisi spazio-temporali

I dati inseriti nel DataBase rappresentano situazioni spaziali e osservazioni temporali uniche e mai proposte in letteratura se non separatamente.

Il DataBase monta, a sua volta, una costruzione mentale che di seguito viene descritta.

La consultazione dei dati, la loro visione e aggregazione introduce in una dimensione spazio-temporale eccezionale anche se inesistente.

La complessità del DataBase è legata ad un livello di aggregazione/disaggregazione dei dati sia da un punto di vista spaziale, sia da un punto di vista temporale.

Il livello di aggregazione/disaggregazione vuole intendere l'aggregazione a scala globale e planetaria in un unico DataBase di informazioni distinte per caratteristiche spaziali e temporali, pur conservando disaggregazioni legate alla non continuità temporale delle indagini (talora i periodi di osservazione si sovrappongono o non presentano istanti (anni) di unione, mostrando buchi temporali (trascurabili) non esaminati in più di un secolo di osservazione utopicamente <costruito> [<1875-2011] ed ancora disaggregazioni legate alla spazialità delle aree esaminate che si presentano lontane e disperse rispetto ad un ipotetico baricentro teorico).

L'ipotesi è quella che l'analisi spaziale (cinque continenti esaminati), distanti, diversi e distinti possano essere fusi, integrati, saldati ed allacciati, per utilizzare termini di gestione degli acquedotti, in un unico mega sistema artificiale in pressione mondiale, non esistente in tal senso, ma teorizzabile e modellizzabile.

Ciascun acquedotto (o un suo campione) partecipa alla costruzione del mega-acquedotto, coinvolgendo i suoi componenti (condotte) con le corrispondenti caratteristiche geometriche, fisiche, esterne, ambientali, operative.

Si viene così, utopicamente a costruire un acquedotto di adduzione e distribuzione (utopico ma fondato su dati reali) le cui parti possiedono età diverse, sono sepolte in terreni distinti, sottoposte a condizioni climatiche estreme (da condizioni di caldo asciutto a condizioni di gelo penetrante, da condizioni siccitose a condizioni straordinariamente piovose), sollecitate da carichi fissi (terreni con diverse caratteristiche di peso specifico) e/o da carichi mobili-dinamici in funzione della posizione della condotta (su strada principale, in terreno agricolo, su sentiero, in centro urbano densamente abitato, in periferia, in metropoli, nel deserto, sotto il frost canadese, nelle praterie australiane), da carichi e sollecitazioni imposte dalla penetrazione della foresta (reti rurali), dallo sviluppo delle tecnologie (reti di sottoservizi sotterranei o aerei), dagli errori umani, di fabbricazione, di montaggio, di collaudo, di manovra, di ritardo, di superficialità gestionale.

Un acquedotto mondiale così fatto presenta al ricercatore diversi baricentri:

- un *baricentro economico* (influenzato dalle caratteristiche finanziarie delle singole Nazioni di provenienza degli acquedotti);
- un *baricentro sociale* (legato al tessuto urbano, agli usi e costumi delle società che vivono gli acquedotti);
- un *baricentro gestionale* (legato alle politiche di programmazione ed intervento generalmente differenti e talora scarse, talora performanti ed eccellenti);
- un *baricentro fisico* (legato alla maggiore presenza di condotte in una determinata area piuttosto che in un'altra legata a sua volta agli investimenti di espansione urbanistica);
- un *baricentro di ricerca* (influenzato dalla sensibilità di archiviare e raccogliere dati ed informazioni utili per progetti, attività e studi di ricerca).

Un siffatto acquedotto idilliaco, quasi di bucoliana memoria, è pur nella sua invenzione complesso, articolato, decisamente composto e formato da informazioni più o meno significative, sintomatiche delle influenze elencate.

La costruzione fittizia di un così immaginato acquedotto, coinvolge naturalmente una osservazione temporale più lunga. Si passa da intervalli di osservazioni precedenti al 1875 fino al 2011.

Da intervalli che esaminano i periodi della prima e seconda guerra mondiale, della guerra fredda, del boom economico ed espansionistico.

Ciò richiama e suggerisce che laddove cause di rottura non vengano indagate in senso stretto mediante l'elaborazione di un preciso e corrispondente modello parziale, le stesse devono necessariamente essere portate in considerazione in questo lasso di tempo.

Un terremoto è avvenuto in un punto della superficie terrestre non coinvolto nella ricerca, ma che può aver interessato altre zone limitrofe osservate proprio in quel periodo; oppure può aver interessato un punto del globo coinvolto nel database ma non osservato in quel periodo.

L'esempio dei terremoti deve necessariamente essere esteso anche alle altre tipologie (bradisismi, frane, uragani, alluvioni, disastri ambientali) che in un arco temporale così vasto possono avere potenzialmente e ragionevolmente interessato l'infrastruttura (qui intesa mondiale).

Attacchi bellici, vandalici, che hanno anticipato le politiche e le legislazioni di salvaguardia e di tutela delle risorse e di rispetto delle infrastrutture non possono essere escluse dall'ampio ventaglio di cause endogene ed esogene esistenti.

Pur non essendo alcuni di essi processi continui nel tempo, ma discreti, locali e puntuali, in uno scenario così descritto non potrebbero né dovrebbero essere esclusi.

Questa caratteristica, peculiarità del sistema artificiale, non naturalmente riscontrabile e/o indagabile in campo è certamente la potenza e l'attributo maggiore che il DataBase assume e che è stata sfruttata in sede di ricerca, elaborazione.

Si riportano di seguito le varie città, aree indagate suddivise per continente:

1. Africa: (Libia) *Bengasi*; (Marocco) *una rete*; (Sud-Africa) *Johannesburg*; (Uganda) *Kampala*.
2. America: (Canada) *Adelaide, Burnaby, Calgary, Carleton, Chicoutini, Corner Brook, Edmonton, Fredericton, Gatineau, Halifax, Kingston, Montreal, Moose Jaw, Mount Pearl, North York, Ottawa, Regina, Saint Georges, Scarborough, Sherbrooke St. Catherines, St. John's, Summerside, Toronto, Vancouver, Victoria, Western Canada, Winnipeg*; (U.S.A.) (Stati Uniti): (*California*) *Loma Prieta, Los Angeles, Oakland, San Fernando, San Francisco, Whittier Narrows*; (*Colorado*) *Denver*; (*Connecticut*) *New Haven*; (*District of Columbia*) *Seattle, Washington*; (*Florida*) *Casselberry*; (*Illinois*) *Chicago*; (*Iowa*) *Des Moines*; (*Kentucky*) *Lousille*; (*Louisiana*) *New Orleans*; (*Massachusetts*) *Boston, Northbridge*; (*Maryland*) *Baltimore*; (*Michigan*) *Detroit*; (*Missouri*) *Kansas City, St.Louis*; (*New Mexico*) *Albuquerque*; (*New York*) *Binghamton, Bronx, Brooklyn, Manhattan, New York, Queens Staten Island*; (*North America*); (*Ohio*) *Cincinanti*; (*Pennsylvania*) *Philadelphia*; (*Texas*) *Dallas Country, Houston*; (*Wisconsin*) *Kenosha, Milwaukee, Madison*; (Messico) *Celaya City*.
3. Asia: (Cina) *Pechino*; (Corea del Sud) *Seoul*; (Emirati Arabi) *Abu Dabi*, (Iran) *Kurdistan, Sananday, una città dell'Iran, Behshahr, Sari, Ramsar*; (Russia) *Mosca*, (Taiwan) *LuoDong*.
4. Europa: (Austria) *Graz, Salisburgo, Villach*; (Cipro) *Limassol*; (Francia) *Alsazia, Bordeaux, Charente-Maritime, Lione, Nanterre*; (Germania) *Berlino*; (Italia) *Acquedotto Pugliese, Alto Trevigiano, Battipaglia, Bologna, Bondeno, Castagneto, Castel Bolognese, Castellmare di Stabia, Comuni dell'Oltre Pò Pavese, Ferrara, Imola, Massafiscaglia, Montecchio Emilia, Montemarano, Napoli Est, Palermo, Pavia, Pescara, Piacenza, provincia di Brescia, Quattro Castella, Ravenna, Reggio Emilia, Riolo Terme, Roma, schema Biferno-Torano, Servigliano, Solarolo, Tricarico, Trieste, Verona*; (Norvegia) *Bergen, Oslo, Trondheim*; (Polonia) *Cracovia*; (Regno

Unito) *Galles, London, Pembroke, Peterborough, Windsor*; (Svizzera) *Lausanne*; (Spagna) *Madrid*; (Svezia) *Luleå, Malmö, Orebrö, Stoccolma, Västerås*; (Turchia) *Duzce*.

5. Oceania: (Australia) *Canberra, Large Australian Utility, Melbourne, Sydney*.

Dati riferiti a nazioni: Australia, Inghilterra e Galles, Georgia, Kazakhstan, Repubblica di Kyrgyz, Malaysia, Vietnam, Ucraina, Perù, Russia, Moldova, Tadjikistan, Argentina, Germania, Stati Uniti, Repubblica di Azerbaijan, Iran.

L'elenco precedente mostra e descrive le varie reti indagate dividendole per continente, dettagliandole per nazione ed in particolare per gli U.S.A. per stato.

La ricerca ha interessato 37 Nazioni diverse: 53 città coinvolte dal continente americano, 4 realtà africane, 11 reti asiatiche, 4 realtà australiane, 57 sistemi europei. Naturalmente i numeri precedenti devono di volta in volta essere riferiti a città, reti cittadine, utilities.

4.6.6. Organizzazione finale del DataBase

Il risultato dell'organizzazione finale è stato quello di ottenere un DataBase di tassi di rottura delle condotte acquedottistiche di Numerosità e Dimensionalità dei dati affatto eccezionale e presumibilmente unico in letteratura.

La descrizione è stata fornita già nel paragrafo introduttivo di *Sintesi*.

Nell'ambito di questo paragrafo si rimarca ulteriormente che il DataBase è costituito da 3'656 righe (ciascuna corrispondente ad un dato distinto) e che può essere suddiviso in quattro tipologie di dati (la descrizione è riportata nel paragrafo iniziale di *Sintesi*).

Il capitolo si è proposto di descrivere le maggiori caratteristiche e peculiarità del DataBase rafforzando e talora integrando nozioni, informazioni e riflessioni già fornite in altre parti della Tesi. Qui, alcune di esse vengono richiamate sinteticamente e ripercorse in un inquadramento più generale e completo.

Bibliografia³

- Alanne, G.** (2008). *Developing a model to predict water main failures*, Ph.D. dissertation University of Southern Queensland Faculty of Engineering and Surveying, october.
- Alvisi, S. Grata, S. Franchini, M.** (2006). *Leakage detection planning in water distribution systems*, Proc. of the Conf. "Efficient Management of Water Networks, Design and Rehabilitation Techniques", Ferrara, Fondazione AMGA, edited by Franco Angeli, May, pp.24-39.
- Ambrose, M.D. Burn, S. DeSilva, D. & Rahilly, M.** (2008). *Life cycle analysis of water networks*, In: Plastics Pipe XIV Conferences Association, Hungary, Budapest, September 22.
- Andreou, S.** (1986). *Predictive models for pipe break failures and their implications on maintenance planning strategies for deteriorating water distribution systems*. PhD thesis, MIT, Cambridge, MA.

³ Si precisa che, considerata la vasta e numerosa bibliografia consultata per l'archiviazione dei dati, i corrispondenti riferimenti bibliografici di questo capitolo non vengono, se non in casi molto sporadici, contestualmente citati anche nel corpo del testo.

- Andreou, S.A. Mark, D.H. & Clark, R.M.** (1987). *A new methodology for modelling break failure patterns in deteriorating water distribution systems: Theory*, Adv. W. R., 10, pp.2-10.
- Ashcroft, A. & Taylor, D. (1983). *The Ups and Downs of flow and pressure*, Surveyor, 7:16.
- Asnaashari, A.** (2007). *Modélisation de la défaillance des réseaux d'eau: approches statistique, réseaux du neurones et survie*, Ph.D thesis, Université des Sciences et Technologies de Lille, École Doctorale "Science Pour l'Ingénieur", Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107), 19 Oct.
- Bandpy, M. G. & Tahereh, G.B.** (2007). *Analysis of Pipe Breaks in Urban Water Distribution Network - Three Case Studies in Iran*, GMSARN International Conference on Sustainable Development: Challenges and Opportunities for GMS 12-14 Dec.
- Bao, Y. & Mays, L.W.** (1990). *Model for analysis of water distribution systems reliability*. J. Hydraul. Eng., 116(9), 1119-1137.
- Benini, A. Maffini, F.** (2007). *Gestione della pressione e tecniche di riduzione delle perdite: "l'evoluzione tecnologica di HERA-Ferrara"*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno, pp. 581-597.
- Benvenuti, D. Fantozzi, M. Lambert, A.** (2007). *Practical experiences in applying advanced solutions for calculation of frequency of intervention with active leakage control: results obtained*. IWA International Specialised Conference 'Water Loss 2007', Bucharest, Conference Proceedings (3vols) ISBN 978-973-7681-24-9; Session C8 of Volume 3, september.
- Berardi, L. Giustolisi, O. Kapelan Z. Savic, A.** (2008). *Development of pipe deterioration models for water distribution systems using EPR*, IWA Publishing, Journal of Hydroinformatics 10-2-2008
- Beretta, P.** (2002). *Condotte in ghisa sferoidale: affidabilità e durata per le diverse applicazioni sul ciclo dell'acqua*, XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza 16-19 settembre, pp. 101-111.
- Bertola, P. & Nicolini, M.** (2005). *Gestione ottimale delle perdite in sistemi di distribuzione idrica tramite valvole riduttrici di pressione*, Secondo Seminario su "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Perugia, 22 settembre, pp.57-66.
- Bertola, P. & Nicolini, M.** (2006). *Evaluating reliability and efficiency of water distribution networks*, Proc. of the Conference "Efficient Management of Water Networks, Design and Rehabilitation Techniques", Ferrara, Fondazione AMGA, edited by Franco Angeli, May, pp.7-23.
- Bertola, P. & Pavia, S.** (2002). *Reti di distribuzione dell'acqua potabile e tasso di fallanza delle condotte*, Condotte per acqua e gas, Lacco Ameno, L'Acqua, 20th-21st sett. 2001, pp.124-130.
- Bertola, P. & Salandin, P.** (1992). *Tecniche di calcolo dell'affidabilità nei sistemi di trasporto dell'acqua*, Proc.of: XXIII Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Firenze, 1992, pp.C39-C51.
- Bizzarri, A. Di Federico, I. Di Federico, V. & Mazzacane, S.** (2000). *Reti di distribuzione idrica urbana, Indagine di affidabilità*, edizione Franco Angeli, Italy.
- Bizzarri, A. Di Federico, V. Ugarelli, R. & Salandin, P.** (2002). *Valutazione di affidabilità nelle reti di distribuzione idrica*, Giornata di studio: "La distrettualizzazione delle reti di distribuzione idrica nella misura e nella riduzione delle perdite", Bologna (Italy), 15 marzo.
- Boulaire, F., Gould, S., Moglia, M., and Marlow, D.** (2009). *"Integrating the impact of climate into event based failure models for water pipes."* OzWater 09, Melbourne, Australia.
- Boxall, J.B. O'Hagan, A. Saul, A.J. Unwin, D.M.** (2007). *Estimation of burst rates in water distribution mains*. Water Management 160, pp.73-82.
- Bubtien, A. M. Elshafie, A.H. Jafaar, O.** (2011). *Application of Artificial Neural Networks in modeling water networks*, IEEE 7th International on Signal Processing and its Applications, 978-1-81284-413-8/11, pp.50-57.
- Burnell, D. & Race, J.** (2000). *Water Distribution Systems Analysis: Patterns in Supply-pipe Leakage*, Proc. ASCE EWRI Conf., Minneapolis.

- Butler, D.** (2009). *Leakage Detection and Management - A comprehensive guide to technology and practice in the water industry*, published by Palmer Environmental, ISBN 0-9538014-0-3
- Cannarozzo, M. Gagliardi, M. Mazzola, M.R. Scordo, M.** (2006). *The first step in the management and replacement strategy of a water distribution network: the analysis of main failures*, Proceedings of the Conference “Efficient Management of Water Networks, Design and Rehabilitation Techniques”, Ferrara, May 2006, Fondazione AMGA, edited by P. Bertola e M. Franchini Centro Studi Sistemi Acquedottistici, Franco Angeli, pp.95-108.
- Cheng-I Ho, Min Der Lin, Shang-Lien Lo** (2010). *Use of a GiS-based hybrid artificial neural network to prioritize the order of pipe replacement in a water distribution network*, Environment Monitoring Assessment 166:177-189 DOI 10.1007/s10661-009-0994-6
- Christodoulou, S.** (2009). *Water Network Assessment and Reliability analysis by use of survival analysis*, EWRA Seventh International Conference, Water Resources Conservancy and Risk Reduction Under Climatic Uncertainty, Limassol, Cyprus, June 25-27.
- Christodoulou, S. Charalambous, B. Adamon, A.** (2007). *Managing the “Repair or Replace” Dilemma on Water Leakages*. Proceedings 2007 EWRA International Conference on Water Resources Management, June 14-16, Chania, Greece.
- Ciaponi, C. Franchioli, L. & Papiri, S.** (2009). *La stima del tasso di fallanza delle condotte per la valutazione dell'affidabilità delle reti di distribuzione idrica*, Acqua e città 2009 - EXPO 2015: Idraulica e paesaggio nelle aree urbane 3° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Milano, 6-9 ottobre 2009 A. Paoletti, G. Becciu, C. Di Mauro, R. Occhi, A. Rossi, U. Sanfilippo (a cura di), csdu, Milano, 2009, CD ROM allegato ISBN 978-88-903223-3-4.
- Ciottoni, A.S.** (1983). *Computerized data management in determining causes of water main breaks: The Philadelphia case study*, Proceedings of the International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics, and Sediment Control, University of Kentucky, Lexington, , pp.323-329.
- Clark, R.M. Stafford, C.L. & Goodrich, J.A.** (1982). *Water distribution systems: A spatial and cost evaluation*, J. Water Resour. Plan. and Manag. Division, ASCE, 108(3), pp.243-256.
- Cullinane, M.J. Lansey, K.E. & Basnet, C.** (1989). *Water distribution system design considering component failure during static conditions*, Proc. Nat. Conf. Hydr. Eng., ASCE, N.Y., pp.762-767.
- Cullinane, M.J. Lansey, K.E. & Mays, L.W.** (1992). *Optimization availability based design of water-distribution networks*, J. Hydraul. Eng., 118(3), pp.420-441.
- Dandy, G.C. & Engelhardt, M.** (2006). *Multi-Objective Trade-Offs between Cost and Reliability in the Replacement of Water Mains*, J. Water Resour. Plan. Manage., 132(2), pp.79-88.
- Davis, P. Allan, I. Burn, S. & Van de Graaff, R.** (2003). *Identifying Trends In Cast Iron Pipe Failure With GIS Maps Of Soil Environments*, PIPES 2003 – Back to Basics: Design and Innovation, 21–23 October.
- Davis, P. Burn, S. Moglia, M. & Gould, S.** (2007). *A physical probabilistic model to predict failure rates in buried PVC pipelines*, Reliability Eng. & System Safety, sept. 92(9), pp.1258-1266.
- De Caterini, G. Paglia, A.** (1990). *Manutenzione e controlli nelle reti di acquedotto*, Atti del Convegno “La conoscenza dei consumi per una migliore gestione delle infrastrutture acquedottistiche, Sorrento 9-10-11 aprile, Volume II, memorie Sessioni A e B, pp. 277-292
- De Martino, F. De Paola, F. & Di Gennaro, E.** (2003). *Indagini di campo sulle tipologie di rottura nelle reti idriche di Alto Calore Servizi S.p.a.*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre, pp.135-145.
- Di Federico, V. Mazzacane, S. Bizzarri, G.** (2000). *Analisi di alcune reti di distribuzione idrica urbana nella regione Emilia Romagna*, IDRA 2000, XXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, pp.167-170.

- Di Federico, V. Mazzacane, S.** (1998). *Parametri di controllo per la gestione delle reti di distribuzione idrica: una proposta metodologica*, XXVI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Catania, 9-12 settembre 1998, pp. 455-464.
- Duan, N. Mays, L.W. & Lansey, K.E.** (1990), *Optimal reliability based design of pumping and distribution systems*, J. Hydraul. Eng., 116(2), pp.249-268.
- Ducci, G. Ferretti, A. Della Luna, G.** (2007). *Gestione attiva dei distretti acquedottistici: una soluzione efficiente per la riduzione delle perdite nelle reti di distribuzione dell'acqua*. 3rd Seminario su "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Perugia, 20-21 settembre.
- Durigon, R. Pizzaia, P.** (2008). *Affidabilità ed efficienza di una rete complessa di adduzione sovra comunale nell'area pedemontana trevigiana*, Atti del Convegno "Aspetti economici e tecnici nella gestione delle reti di distribuzione idrica", Ferrara, maggio, Centro Studi Sistemi Acquedottistici, fondazione AMGA, Franco Angeli Editore.
- Ermini, R. Mangone, V. Viparelli, R.** (2004). *Utilizzo di indici di rischio per la corretta gestione di uno schema acquedottistico*, 29° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 7-10 ottobre, pp. 223-229.
- Ermini, R. Viparelli, R. Fiorentino, M.** (1998). *Una metodologia per la valutazione dell'incidenza della vulnerabilità meccanica sul disservizio nelle reti acquedottistiche*, XXVI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Catania 9-12 settembre, pp. 467-478.
- Ermini, R.** (1995). *Modellizzazione della sollecitazione: variabilità dell'utenza e conseguenze sui parametri idraulici che definiscono la richiesta*, Seminario Affidabilità dei sistemi di adduzione e di distribuzione idrica (nella progettazione, nell'esecuzione e nella gestione), Dipartimento di Ingegneria Civile, Fisciano, 3 luglio, pp. 81-86
- Fantozzi, M. & Lambert, A.** (2007). *Including the effects of pressure management in calculations of Short Run Economic Leakage Levels*. IWA International Specialised Conference 'Water Loss 2007', Bucharest, September. Conf. Proceedings (3 vols) ISBN 978-973-7681-24-9; Session C1 of Vol.1
- Farley M. & Trow S.** (2003). *Losses in Water Distribution Networks*. IWA Publishing, London.
- Federgasqua, Cispel, (1989). H₂Oobiettivo'90, Tre giornate tecniche sulla risorsa acqua – Relazioni – Emilia Romagna, Bologna 20-21-22 novembre.
- Fitzgerald, J.H.** (1968). *Corrosion as a primary cause of cast-iron main breaks*, J.AWWA, 60(8), 882.
- Fontanat, F.** (2006). *Un metodo di ricerca ed analisi delle perdite nelle reti di acquedotto*, Convegno "Nuovi sviluppi dell'attività dell'APCE: le linee guida per la rete gas e i metodi di protezione per il ciclo integrato dell'acqua", Mestre, 29 marzo.
- Fuchs-Hanusch, D. Gangl, G. & Korbberger, B.** (2008). *An approach for Defining whether to Replace or Repair applied to the Water Distribution Network of Graz*, Conf. Proc. Water Loss Management Telemetry and Scada in Water Distribution Systems, Ohrid, Macedonia, 2008.
- Fuchs-Hanusch, D. Gangl, G. Kornberger, B. Kölbl, J. Hofrichter, J. & Kainz, H.** (2007). *PiReM-Pipe Rehabilitation Management-Developing a decision support system for rehabilitation planning of water mains*, Proc.of IWA Spec.Conf. on Efficient Use and Manag. of Urban Water Supply, Korea, 2007, pp.391-398.
- Fujiwara, O. & Tung, H.D.** (1991). *Reliability improvement for water distribution networks through increasing pipe size*, Water Resour. Res., 27(7), pp.1395-1402.
- Gould, S. Boulaire, F. Marlow, D. Kodikara, J.** (2009). Understanding how the Australian climate can affect pipe failures. In Melbourne, Australia: OzWater09.
- Goulter, I. & Bouchard, F.** (1990). *Reliability-constrained pipe network model*. J. of Hydraulic Engineering, ASCE, 116(2), pp.211-229.

- Guercio, R. Magini, R. Pallavicini, I.** (2003). *Sviluppo di un sistema per la riduzione delle perdite idriche attraverso il controllo della pressione*, Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 26 settembre, pp.209-219.
- Guercio, R. Margaritora G. and Xu Z.** (1995). *Valutazione del campo di affidabilità di condotte ed organi di sezionamento inseriti in reti di distribuzione in pressione*, Seminario Sistemi Idropotabili Integrati, Dipart. Idraulica e Costruzioni Idrauliche viale Risorgimento 2, Bologna, 21-22 novembre, pp.13-26.
- Gupta, R. & Bhave, P.R.** (1996). *Comparison of methods for predicting deficient-network performance*, J. of Water Resources Planning and Management, Vol. 122, No. 3, pp.214-217.
- Halhal, D. Walters, G.A. Ouazar, D. & Savic, D.A.** (1997). *Water Network Rehabilitation with Structured Messy Genetic Algorithm*, J. Water Resour. Plan. Manage., 123(3), pp.137-146.
- Hikki, S.** (1981). *Relationship between Leakage and Pressure*. Journal Japanese Waterworks Assn, 5:50
- Hu, Y. Hubble, D.W.** (2007). *Factors contributing to the failure of asbestos cement water mains*, Can. J. Civ. Eng. 34: 608-621
- Hu, Y. Wang, D.L. Cossitt, K. Chowdhury, R.** (2010). *AC Pipe in North America: inventory, breakage and working*, NRCC-53535, November.
- Hu, Y., Vu, H.Q. Loftian, K.** (2008). *Instrumentation of asbestos cement pipe in expansive soil*, NRCC-50555, July.
- Hudak, P.F. Sadler, B. & Hunter, B.A.** (1998). *Analyzing Underground Water-Pipe Breaks in Residual Soils*, Water Engineering and Management, 145, pp.15-20.
- Ilić, K. & Kovač, J.** (2009). *Systematic Approach in Analysis of Pressure/Burst Frequency Relationship*, Proceedings of the 5th IWA Water Loss Reduction Specialist Conference ISBN Number 978-1- 920017-38-5, April 26-30, pp.146-152.
- Kettler, A.J. & Goulter, I.C.** (1985). *An analysis of pipe breakage in urban water distribution networks*, Canadian Journal of Civil Engineering, 12(2), pp.286-293.
- Kleiner Y., Rajani B.** (2000). *Considering time-dependent Factor in the Statistical Prediction of Water Main Breaks*, AWWA Infrastructure Conference Proceedings, March 12-15, Baltimore, Maryland.
- Kleiner, Y. Rajani, B.** (2010). *I-WARP: Individual Water main Renewal Planner*, Drink. Water Eng. Sci., 3,71-77.
- Kleiner, Y. & Rajani, B.** (2001,a). *Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models*, Urban Water. Elsevier, 3(3), pp.121-150.
- Kleiner, Y. & Rajani, B.** (2001,b). *Comprehensive review of structural deterioration of water mains: physically based models*. Urban Water Elsevier, 3(3), pp.151-167.
- Kleiner, Y. & Rajani, B.** (2003). *Watermain assets from deterioration to renewal*, AWWA Annual Conference, Anaheim, Ca., U.S.A., June 15-19.
- Kleiner, Y. & Rajani, B.** (2007). *Static and dynamic effects in prioritizing individual water mains for renewal*, CCWI2007 SUWM2007 Conference, Leicester, UK, September 3-5, pp.1-8
- Kleiner, Y. and Rajani, B.** (2004). “Quantifying effectiveness of cathodic protection in water mains: theory,” Journal of Infrastructure Systems, ASCE, 10,(2), 43-51.
- Kleiner, Y. McDonald, S. & Rajani, B.** (2003). *Cathodic protection of water mains in Ottawa: analysis and planning*, Corrosion Control for Enhanced Reliability and Safety, Institute for Research in Construction, Ottawa, Ontario, sept. 15-17, NRCC-46653, pp.1-14.
- Kleiner, Y. Nafi, A. Rajani, B.B. Sadiq, R.** (2009). *Planning renewal of water mains while considering deterioration economies of scale and adjacent infrastructure*, Proceedings 2nd

- International Conference on Water Economies Statistics and Finance, IWA Specialist Group Statistics and Economies, Alexandroupolis, Greece, July 03, pp. 1-13
- Kleiner, Y. and Rajani, B.** (2008). *"Prioritising individual water mains for renewal,"* ASCE/EWRI World Environmental and Water Resources Congress (Honolulu, Hawaii), May 12.
- Koelbl, J.** (2011). *Sustainable network management practises*, Conference IWA Efficient, Jordan.
- Kovac, J.** (2006). *Case Studies in applying the IWA WLTF Approach in the West Balkan Region: Results Obtained*, Skopje Conference 2006: Water loss management, telemetry and SCADA Systems in water distribution systems.
- Kropp, I. Herz, R.** (2005): *Schadensprognosemodelle für die Zustandsbewertung von Leitungsnetzen der Wasserversorgung. Wasserwirtschaft, Wassertechnik* No. 5 S. 10 ff, Berlin 2005
- Lambert, A. & Lalonde, A.** (2005). *Using Practical Predictions of Economic Intervention Frequency to calculate Short-run Economic Leakage Level, with or without Pressure Management.* Paper to IWA Leakage 2005 Conference, Halifax, Canada.
- Lambert, A. & Thornton, J.** (2011). *The relationships between pressure and bursts - A "state of the art" update.* Water 21 Journal, April.
- Lambert, A. & Thornton, J.** (2012). *Pressure: Bursts relationships: Influence of Pipe Materials, Validation of Scheme Results and Implications of Extended Asset Life.* IWA Specialised Conference 'Water Loss 2012', Manila, Philippines, Feb/March.
- Lambert, A.** (1997). *Pressure Management/Leakage Relationship: Theory, Concepts and Practical Application.* IQPC Seminar, London.
- Lambert, A.** (2001,a). *International Report on Water Losses Management and Techniques: Report to IWA Berlin Congress*, october 2001, Water Science&Technology:Water Supply Vol.2 No.4, August 2002
- Lambert, A.** (2001,b). *What Do We Know About Pressure-leakage Relationship in Distribution Systems?* Proc. IWA Conference: System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Brno, Czech Republic.
- Lambert, A. Brown, T.G. Takizawa, M. & Weimer, D.** (1999). *A Review of Performance Indicators for Real Losses from Water Supply Systems.* AQUA, ISSN 0003-7214, Dec.
- Lambert, A.O.** (1998). *A realistic basis for objective international comparisons of real losses from public water supply systems.* The Institute of Civil Engineers Conf., Water Environment-Maintaining the Flow, London
- Laven, K. & Lambert A.O.** (2012). *What do we know about real losses on transmission mains?* IWA Specialised Conference 'Water Loss 2012', Manila, Philippines, Feb/March
- Le Gat, Y. Eisenbeis, P.** (2000). *Using maintenance records to forecast failures in water networks*, Urban Water 2(2000) 173-181.
- Liberatore, S. & Sechi, G.M.** (2006). *Scatter search metaheuristic approach for valves location and calibration using the meta-water toolkit.* Proc. of the Conf. "Efficient Management of Water Networks, Design and Rehabilitation Techniques", Ferrara, Fondazione AMGA, edited by Franco Angeli, May, pp.57-76.
- Liberatore, S. & Sechi, G.M.** (2007,a). *Analisi di una procedura per l'ottimizzazione dell'inserimento e taratura delle valvole di riduzione della pressione nelle reti di distribuzione*, Terzo Seminario su "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Perugia, 20-21 settembre, pp.55-64.
- Liberatore, S. & Sechi, G.M.** (2007,b). *Ottimizzazione dell'uso di valvole per il controllo in tempo reale della pressione nelle reti acquedottistiche*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno, pp.303-315.

- Liemberger, R. Brothers, K. Lambert, A. McKenzie, R. Rizzo, A. and Waldron, T.** (2007). *Water Loss Performance Indicators*. IWA International Specialised Conference 'Water Loss 2007', Bucharest, Conf. Proceedings (3 vols) ISBN 978-973-7681-24-9; Session B2 of Vol.1, September
- Lusiba, J.B.M.** (2003). *Prioritisation of replacement for mains in aged water supply networks: case study of Masaka municipality network-Uganda*, February.
- Maglionico, M. & Ugarelli, R.** (2004). *Reliability of a water supply system in quantity and quality terms*, 19th European Junior Scientist Workshop on "Process data and integrated urban water modelling", Lyon, France, 11-14 March.
- Male, J.W. Walski, T.M. & Slutski, A.H.** (1990). *Analysing watermain replacement policies*, J. Water Resources Planning and Management, ASCE, 116(3), pp.363-374.
- Manuali Tecnico-Operativi dei Servizi Idrici – L'efficienza dei sistemi di distribuzione idrica**, ProAqua, adottato da "Distribution System Performance Evaluation" copyright 1995-AWWA Research Foundation American Water Works Association 6666 West Quincy Ave, Denver, CO 80325, Franco Angeli, ISBN 88-464-1169-2.
- Marsee, M.** (2010). *Integrating External Costs into Water Utility Asset Management: An Application of the Threshold Break Rate Method*, B.A., English, University of Texas, 1997, Albuquerque, New Mexico July, PhD Dissertation.
- Martinez, F.** (2003). *Modeling Leakage and Pressure dependent Demands in Looped Water Distribution*, Water Management Symposium, Heastad Methods, Inc., Waterbury, Conn.
- Martinez, F. Conejos, P. Vercher, J.** (1999). *Developing an Integrated Model for Water Distribution Systems Considering Both Distributed Leakage and Pressure-dependent Demands*, Proc. ASCE Water Res. Conf., Tempe, Ariz.
- Martini, P.** (1986). *Accident Prevention in Water Supply and the Provision of Water in the Event of Major Natural Disasters*, Atti XVI Congresso IWSA – Roma, novembre.
- Martini, P.** (1987). *L'affidabilità dei sistemi di approvvigionamento idrico*, Idrotecnica n.3.
- May, J.** (1994). *Leakage, Pressure and Control*, BICS International Conf. On Leakage Control, London
- Mays, L.W.** (1989). *Reliability analysis of water distribution system*, Ed. ASCE, N.Y., ISBN 0-87262-712-8.
- McKenzie, R. & Lambert A.** (2002). *Econoleak: Economic Model for Leakage Management for Water Suppliers in South African*. South Africa Water Research Comm., WRC Report TT169/02, January.
- Meneghini, M.** (2005). *La regolazione della pressione nelle reti acquedottistiche. L'esperienza brasiliana*, www.costruzioni.net, 29 novembre, pp.1-7
- Messina, U.** (1990). *Perdite nelle reti idriche*, Atti del Convegno "La conoscenza dei consumi per una migliore gestione delle infrastrutture acquedottistiche, Sorrento 9-10-11 aprile, Volume IV, memorie Sessioni A e B, pp. 121-138
- Milano, V.** (2006). *Dipendenza delle perdite di una tubazione dalla pressione di esercizio - Relationship between leakage and pressure*, L'Acqua, 4/2006, pp.47-54.
- O' Day, D.K.** (1983). *Analyzing infrastructure condition - A practical approach*, Civil Engineering., New York, 53(4), pp.39-42.
- O'Day, D.K.** (2002). *Aging Water Supply Systems. Repair or Replace?*, Peer Consultants, Inc. 1616 Walnut Street, Suite, Philadelphia, Pennsylvania 19103.
- O'Day, D.K.** (1982). *Organizing and analyzing leak and break data for making main replacement decisions*, J. AWWA, pp.589-594
- O'Day, D.K.** (1980). *Aging urban water systems: a computerized case study*, Public Works, 3(8),61

- O'Rourke, T. D. Toprak, S. Jeon, S.S.** (1999). *GIS Characterization of the Los Angeles Water Supply, Earthquake Effects and Pipeline Damage*, University of Buffalo, July.
- Parker, J.** (2007). *Analysing London's leakage-experiences of an expert witness*. Proc. of. Water Loss Conf., Sanitation Council., pp.188-198.
- Pelletier, G. Mailhot, A. Villeneuve, J.P.** (2003). *Modeling water pipe breaks-Three case studies*, Journal Water Resour. Plan. Manag., 129(2), pp.115-123.
- Pergetti, M.** (2007). *Risparmio idrico: gestori e cittadini, un circolo vizioso*. L'esperienza di ENIA, 22 marzo.
- Pezzinga, G.** (2003). *La regolazione della pressione per il controllo delle perdite*, Seminario su "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Perugia, 26 settembre, pp.247-259.
- Portolano, D.** *Il controllo delle perdite nei sistemi acquedottistici: criteri innovativi di gestione*, Dottorato di Ricerca in Analisi dei Sistemi Ambientali XXI Ciclo, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Qiang, Xu Quuwen, Chen Weifeng, Li Jinfeng, Ma.** (2011). *Pipe break prediction based on evolutionary data-driven methods with brief recorded data*, Reliab. Eng. Syst. Safety, doi:10.1016/j.ress.2011.03.010
- Qiang, Xu** (2009). *Development of pipe failure models for water distribution systems using genetic programming*, 33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment Copyright 2009 by International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR) ISBN: 978-94-90365-01-1
- Quimpo, R.G. & Shamsi, U.M.** (1991). *Reliability Based Distribution System Maintenance*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, May/June, 117, 3, pp.321-339.
- Rajani, B. & Kleiner, Y.** (2004). *Alternative strategies for pipeline maintenance and renewal*, AWWA, Annual Conference, Orlando, Florida, June.
- Rajani, B. Zhan, C. Kuraoka, S.** (1996). *Pipe-soil interaction analysis of jointed water mains*, Can. Geotech. J. 33:393-404
- Rogers D. and Fantozzi M.** (2001). *Leakage: Wasting a Precious Resource*, Proc. ASCE-EWRI Conf., Orlando, Fla.
- Røstum, J.** (2000). *Statistical modeling of pipe failures in water networks*, Dissertation Submitted to the Faculty of Civil Engineering, the Norwegian University of Science and Technology, in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor Engineer, Trondheim, Norway, February.
- Sánchez E.H., Ibáñez J.C. and Cubillo F.** (2005). *Testing applicability and cost effectiveness of permanent acoustic leakage monitoring for loss management in Madrid distribution network*, Leakage 2005, Halifax, Canada, September 12-14.
- Santini, A.** (2006). *Il Piano per la ricerca e la riduzione delle perdite nella rete idrica Hera Ferrara*, Giornata Mondiale per l'Ambiente, 5 Giugno.
- Sarakokis G., Dimitri B. and Kececioğlu P.E.** (2009). *Reliability and risk based failure prevention concepts for pipelines systems*. Asme Early Career Technical Journal, Vol. 8, Number 1, Tuscaloosa, Alabama, October 2-3, pp.2.1-2.6
- Schramuk, J. Kloppe, D.J.** (2009). *Assessing the effectiveness of a water utility's anode retrofit program*, Materials Performance, January.
- Schuster, C.J. McBean, E.A.** (2008) *Impacts of cathodic protection on pipe break probabilities: a Toronto case study*, Can. J. Civ. Eng. 35: 210-216
- Shamir, U. & Howard, C.** (1979). *Analytic Approach to Scheduling Pipe Replacement*, J. Am. Water Works Ass., 171(5), pp.248-258.
- Sirio, F.** (2008). *Il tasso di fallanza delle condotte negli acquedotti gestiti da A2A S.p.A.*, La gestione delle reti idriche, Atti del Convegno "Aspetti economici e tecnici nella gestione delle reti di

distribuzione idrica”, Ferrara, maggio 2008, Centro Studi Sistemi Acquedottistici, fondazione AMGA, Franco Angeli Editore.

Skipworth, P. Engelhardt, M. Cashman, A. Savic, D. Saul, A. and Walters, G. (2002). *Whole life costing for water distribution network management*. Thomas Telford Publishing, London, ISBN 0727731661.

Stathis, J.A. & Loganathan, G.V. (1999). *Analysis of Pressure-dependent Leakage in Water Distribution Systems*. Proc. ASCE Water Res. Conf., Tempe, Ariz.

Stone, S. Dzuray, E.J. Meisegejer, D. Dahlborg, A. & Erickson, M. (2011). *Decision Support Tools for Predicting the Performance of Water Distribution and Wastewater Collection Systems*, Project Officer Anthony N. Tafuri, Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory U.S. Environmental Protection Agency Edison, NJ 08837-3679, Cincinnati, OH 45268- EPA/600/R-02/029, 2011.

Su, Y.C. Mays, L.W. Duan, N. & Lansey, K.E. (1987). *Reliability based optimization model for water distribution systems*, *J. Hydr. Engineering.*, ASCE, 1987, 114(12), pp.1539-1556.

Sullivan, J.P. (1982). Maintaining aging systems-Boston’s approach, *J. Am. Water Works Assoc.*, 76, pp.554-559.

Sundahl, A.C. (1996) *Diagnos av vattenledningars condition*, Report 3200, Institutionen för teknisk vattenresurslära, Lunds tekniska högskola, Lunds universitet.

Sundahl, A.C. (1997). *Geographical analysis of water main breaks in the city of Malmö*, Sweden. *Journal of Water Supply Research and Technology-Aqua*, 46(1), pp.40-47.

Tabesh, M. Soltani, J. Farmani, R. and Savic, D.A. (2009). *Assessing Pipe Failure Rate and Mechanical Reliability of Water Distribution Networks Using Data Driven Modelling*, *J. of Hydroinformatics*, Vol . 11, No 1, pp. 1-17

Thomasius, C. Maler, P. Pawlowski, L. (2007) *Strategic asset management for the rehabilitation of the water network in Berlin*, IWA Publishing Water Asset Management International, 3.3 september

Thornton, J. & Lambert A. (2005). *Progress in Practical Prediction of Pressure: Leakage, Pressure: Burst Frequency and Pressure: Consumption Relationships*. Proc. of IWA Special Conference “Leakage 2005”, Halifax, Canada.

Thornton, J. & Lambert, A. (2006). *Managing pressure to reduce new breaks*. Water 21 Magazine, IWA Publishing, London, December, pp.24-26.

Thornton, J. (2002). *Water Loss Control Management*, McGraw Hill, New-York.

Thornton, J. and Lambert, A. (2007). *Pressure Management extends infrastructure life and reduces unnecessary energy costs*. IWA Conference 'Water Loss 2007', Bucharest, September.

Thornton, J. Sturn, R. and Kunkel, G.P.E. (2008). *Evaluating Water Losses-Using a Standardized Water Audit and Performance Indicators*, Chapter 7, McGraw-Hill, pp.75-94;121-154

Todini, E. (2003). *A more realistic approach to the “extended period simulation of water distribution networks*. Proc. 2003, Advances in Water Supply Management CCWI Conf., London.

Tomasicchio, G.R. Viggiani, G. Palazzo, A. Molfetta, P. (2005). *Ricerca delle perdite nelle reti di distribuzione idrica: analisi delle tecnologie e delle metodologie con particolare riferimento alla realtà pugliese*, Quaderno C.I.T.-n°1, novembre.

Trevor, R. Lindley, Steven G. Buchberger. *Using GIS and hydraulic modeling to evaluate susceptibility of water distribution systems to intrusions: a case study*, Chapter 18 Urban Water Supply Handbook.

Ugarelli, R. Liserra, T. Di Federico, I. Di Federico, V., Maglionico, M. & Errigo, D. (2007). *La vulnerabilità delle reti di acquedotto nello scenario di ristrutturazione del Servizio Idrico Italiano*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno, pp.359-373.

- Valanzano, C. De Maio, P.** (1990). *Considerazioni sulla gestione di una rete idrica interna in funzione degli interventi praticati sulle condotte*, Atti del Convegno “La conoscenza dei consumi per una migliore gestione delle infrastrutture acquedottistiche, Sorrento 9-10-11 aprile, Volume II, memorie Sessioni A e B, pp. 397-408
- Van Zyl, J.E. and Clayton, C.R.I.** (2005). *The Effect of Pressure on Leakage in Water Distribution Systems*. CCWI2005 Water Management for the 21st Century, Exeter, UK.
- Van Zyl, J.E. & Haarhoff, J.** (2007). *Reliability analysis of municipal storage reservoirs using stochastic analysis*, J. S. Afr. Inst. Civ. Eng., 49 (3), pp.27-32.
- Volk, Yargici.** (2003). *Assessment of buried pipeline performance during the 1999 Duzce earthquake*, Tesi, July 2003
- Walski, T.M.** (2000). *Maintenance and Rehabilitation/Replacement*. Water Distributions Systems Handbook, L.W. Mays, ed., McGraw-Hill, Chapter 17, New York.
- Walski, T.M. Bezts, W. Posluszny, E.T. Weir, M. and Whitman, B.E.** (2006). *Modeling Leakage reduction through Pressure Control*. J. AWWA, 98:4, pp.147-155.
- Walski, T.M. Chose, D.V. Savic, D.A. Grayman, W. Beckwith, S. and Koelle, E.** (2003). *Advanced water distribution modelling and management*, Bentley Institute Press, Chapter 10, pp.417-497.
- Walski, T.M. & Pelliccia, A.** (1982). *Economic analysis of water main breaks*, J. AWWA, 74(3), pp.140-147.
- Walton, D. Muhairi, K.** (2008). *Reducing Water Losses using Welded Polyethylene Piping Systems*, 3rd International Conference on Water Resources and Arid Environments, the 1st Arab Water Forum
- Yamijala, S.** (2007). *Statistical estimation of water distribution system pipe break risk*, Thesis submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University for the degree of Master of Science in Civil Engineering, August.
- Yan, J. Lin, Z. and Vairavamoorthy, K.** (2002). *Modeling contaminant intrusion into intermittent water distribution systems*, Proc. 2002, ASCE EWRI Conf., Roanoke, Va.
- Zhang, T.** (2006). *Application of GIS and CARE-W systems on water distribution networks in Skärholmen in Stockholm*, Master's of Science Thesis in Geoinformatics TRITA-GIT EX 06-008, School of Architecture and the Built Environment Royal Institute of Technology (KTH) 100 44 Stockholm, Sweden, May.
- Zhao, J. X. Cousins, J. Lukovic B. Smith, W.** (2008). *Critical factors for restoration of water supply pipelines in the Hutt City, New Zealand after a magnitude 7.5 earthquake from the Wellington fault*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China.
- Zhou, Yi Vairavamoorthy, K. & Grimshaw, F.** (2009). *Development of a Fuzzy Based Pipe Condition Assessment Model Using PROMETHEE*, World Environmental & Water Resources Congress, Kansas City, Missouri, USA, May 17-21.
- Zimoch, I.** (2005). *The Water Distribution Subsystem failures affects on Krakow's water supply system*, International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, Ottenstein/Austria, 4th-7 th september, paper N° IV.11.

[L'unica cosa certa è che nulla è certo.]
[Plinio Il Vecchio]

5. L'attribuzione dei pesi e la logica del <<credibile>>

Premessa

Anche questo capitolo, come il precedente "Il DataBase", si compone di due parti distinte.

La prima è costituita da una rapida *review* di tipo generale relativamente ad alcuni approfondimenti teorici di letteratura sul significato generale di "credibilità", "plausibilità" "incertezza".

La seconda parte si riferisce più specificamente alla necessità e modalità di attribuzione di "pesi" ai dati presenti nel DataBase, al fine di poter con maggiore certezza operare su di essi.

5.1. PARTE PRIMA

5.1.1. Introduzione

Il capitolo introduce e descrive il problema dell'assegnazione di pesi e corrispondenti credibilità nel modello fisico-matematico al fine di <<utilizzare>> le informazioni che altrimenti sarebbero non utilizzabili e non includibili nella costruzione del modello stesso.

Questa necessità di assegnare pesi e relative credibilità rafforza la significatività del modello e ne estende l'applicabilità in maniera sostanziale e trasversale.

Si pongono a base della trattazione, le seguenti definizioni:

1. *credibilità*: indica la minima probabilità che si verifichi il corrispondente evento. Grossolanamente indica quanto sicuramente possiamo credere in un dato elemento.
2. *plausibilità* indica la massima probabilità che si possa verificare un evento. Grossolanamente indica quanto dobbiamo credere al massimo in un dato elemento.
3. *incertezza* è la differenza tra la credibilità e la plausibilità ed indica la banda di probabilità di un dato elemento.

Ammesse queste definizioni, nota l'incertezza e conosciuta la credibilità si può ricavare la plausibilità. Viceversa nota la plausibilità è deducibile la credibilità per un'assegnato valore di incertezza. Nel seguito si farà riferimento al concetto di plausibilità (ma indirettamente a quello di credibilità a meno del valore di incertezza)¹ e si intenderà porre in rilievo ed analizzare le seguenti questioni:

- a) che cosa è plausibile;
- b) quando un'ipotesi o una inferenza può essere ritenuta plausibile;
- c) che differenza esiste, quando e se esiste, tra il concetto di plausibilità e di probabilità;
- d) è possibile, ed eventualmente come, determinare quale ipotesi sia più plausibile;
- e) esiste una "logica del plausibile o del credibile" e possono esserne esplicitate le regole.

¹ In letteratura tematica è molto frequente incontrare lavori scientifici e studi sul concetto e il termine di plausibilità e equivalentemente di credibilità. La credibilità, infatti, può essere spiegata indirettamente come la somma algebrica tra l'incertezza e la plausibilità.

La plausibilità è un concetto che è chiamato in causa in un numero notevole di contesti e di processi inferenziali: di conseguenza esistono diversi modi di intendere il ragionamento plausibile, di definirne la natura, le funzioni, le principali e caratteristiche forme inferenziali.

In particolare, esistono approcci e concezioni eterogenee della plausibilità, che affondano le proprie radici teoriche e fanno riferimento a tradizioni e domini diversi, ma per le quali esiste comunque un comune denominatore: il riferimento all'incertezza e al carattere non monotono dell'inferenza plausibile.

Una teoria della plausibilità ha infatti, in ogni caso, il compito di trattare il ragionamento in condizioni di incertezza: lo sviluppo di una teoria dell'inferenza plausibile, dunque, passa attraverso una preliminare definizione (o concezione) di cosa sia "incerto" e di come, e a quale livello, esso intervenga nel corso del processo inferenziale.

Un'inferenza plausibile può inoltre essere invalidata, corretta o semplicemente aggiornata in corrispondenza dell'ingresso di nuovi dati o informazioni. In questo senso, la plausibilità non solo è di natura non monotona, ma opera in uno spazio concettuale aperto: non solo i dati e le informazioni disponibili, la conoscenza di sfondo, ma le stesse regole inferenziali sono in continuo cambiamento, di natura provvisoria e rivedibile.

Così, ad esempio, *Polya* (1954) definisce il ragionamento plausibile in aperta contrapposizione con quello strettamente dimostrativo: l'inferenza plausibile serve ad acquisire nuova conoscenza, a sostenere e valutare congetture e ipotesi, e a trattare, per quanto possibile, le situazioni di "incertezza" che le caratterizza; essa ha un carattere fluido, provvisorio, controverso e azzardato, e le sue forme tipiche sono l'induzione e l'analogia ("una delle più cospicue forme di ragionamento plausibile"), che per loro natura non sono certe e non trasmettono la verità.

Esse sono comunque interpretabili in termini probabilistici.

Rescher (1976), dal canto suo, concepisce il ragionamento plausibile come una forma di deduzione a partire da premesse incerte, finalizzato al trattamento delle "dissonanze cognitive": sono dunque le premesse e le conclusioni, e non i metodi attraverso i quali si giunge a tracciare le conclusioni, a essere provvisorie, controverse, fluide. Essa si distingue in modo essenziale e molteplice dalla probabilità.

Ancora, *Dezert* (2002), intende il ragionamento plausibile come una estensione della teoria dell'evidenza di *Dempster-Shafer*, e quindi della probabilità bayesiana, che permette di trattare informazioni non solo incerte, ma anche paradossali (ammettendo informazioni contraddittorie grazie al cosiddetto insieme "iper-potenza").

Walton (2001a), richiamandosi esplicitamente alle radici dialettiche e retoriche del ragionamento plausibile proprie della tradizione del pensiero greco antico (in particolare all'argomento "eikotico"), concentra l'attenzione sulla sua natura incerta e provvisoria ("tentative").

La plausibilità può qui fungere da guida all'azione e alla decisione, permettendo di valutare ipotesi, congetture, fatti. Essa si distingue dalla probabilità, e in quanto basata sul senso comune e su forme d'inferenza entimematiche.

Collins-Michalsky (1989), basandosi su un largo numero di protocolli umani, offrono a loro volta una spiegazione della plausibilità in termini di parametri, non necessariamente di natura logica, che influiscono sulla certezza delle conclusioni, arrivando a trattare sia ipotesi sia forme di inferenza provvisorie e incerte.

Sebbene la tesi non abbia obiettivi specifici legati all'argomento discusso, una risposta a tali domande passa anche attraverso l'analisi di alcuni momenti particolarmente significativi della storia della nozione di "plausibilità", ai quali, si rimanda per un approfondimento di quali siano stati nel corso del tempo, e siano oggi, i vari modi di intendere questo concetto, al fine di portare chiarezza e di distinguerne le principali caratteristiche.

Tuttavia, in questa ricerca, è essenziale precisare che la plausibilità è un concetto che può occorrere in molti contesti, servire molti scopi e assumere molte forme: dalle previsioni sull'andamento della

Borsa, alla generazione di ipotesi scientifiche, fino alla valutazione di una giustificazione data da un bambino in seguito ad una malefatta, il ricorso a questa nozione sembra infatti davvero un “fenomeno ineluttabile” (*Connell e Keane*, 2003, 269).

In particolare, questa nozione gioca un ruolo centrale nello studio dei processi di scoperta e nell'euristica: “infatti la scoperta non consiste nel formulare ipotesi a caso, bensì nel formulare ipotesi plausibili” (*Cellucci*, 1998; 2002).

La nozione di plausibilità è dunque così importante per l'impresa scientifica che si può sostenere non solo che il compito di quest'ultima è quello di produrre ipotesi plausibili (costruendo e raffinando costantemente modelli concettuali che permettano di generare tale ipotesi) ma che tutte le conoscenze siano affette dalla natura provvisoria e incerta della plausibilità, comprese quelle matematiche: infatti “nessuna delle nostre conoscenze matematiche è assolutamente certa, è soltanto plausibile, cioè compatibile con la conoscenza esistente, e tale compatibilità non ne assicura la certezza, poiché la conoscenza esistente non è assolutamente certa, è soltanto plausibile”.

In tale ottica, il paragrafo si propone di fornire un'analisi della plausibilità, nozione che, sebbene sia diffusamente usata non solo nel linguaggio e nei ragionamenti quotidiani, ma anche nella letteratura scientifica e filosofica, denuncia una diffusa “mancanza di specificità nella sua definizione” (*Connell e Keane*, 2003, 264), o quantomeno di chiarezza e profondità.

Infatti, “nonostante l'autonomia del ragionamento plausibile dalla logica in tempi moderni, e nonostante il diffuso e crescente interesse per il ragionamento plausibile, l'argomento non ha mai acquisito una terminologia standard e un nucleo teorico condiviso come è per la logica deduttiva” (*Pearl*, 1990; *Shafer*, 1976).

Questa introduzione si propone, soltanto, di effettuare un'indagine delle teorie dell'inferenza plausibile alla luce di una prospettiva filosofica, di una riflessione critica che risalga e discuta i principi, le assunzioni implicite e agli assiomi da cui prende le mosse questa nozione e i suoi principali modelli.

La varietà, l'ambiguità e la variabilità che circonda questa nozione non è casuale: la plausibilità e i suoi modelli inferenziali, infatti, vengono spesso pensati come fondati su concetti come l'evidenza introspettiva, il senso comune, la soggettività, che non solo non sembrano completamente formalizzabili, ma si basano su metodi e producono approssimazioni e conclusioni incerte, che minano il suo status di inferenza razionale.

In questo studio introduttivo si mostra come l'inferenza plausibile nasca e si sviluppi come un tentativo di trattare l'incertezza, esplicitando e formalizzando un modello dei processi soggettivi e del comportamento razionale che può e deve essere distinto da altri modelli concettuali che condividono tale fine, come la teoria della probabilità, la teoria dei giochi o la teoria delle decisioni.

La discussione di quest'ultimo va oltre gli scopi della tesi, in quanto richiederebbe di affrontare lo studio di una “logica dell'incerto” in generale.

Nel presente paragrafo/capitolo si affronteranno teorie che trattano espressamente la nozione di plausibilità. Con queste teorie, comunque, nonostante l'ambiguità terminologica che circonda nozioni come “plausibile”, “probabile”, “credibile”, lo studio dell'inferenza plausibile condivide solo il fine di formalizzare in termini oggettivi tali processi, ma spesso poggia su basi filosofiche e produce modelli e calcoli essenzialmente diversi.

La plausibilità può essere molto generalmente, e in prima istanza, concepita come una nozione che tratta le forme di ragionamento che candidano conclusioni e valutano ipotesi incerte.

La **modellizzazione dell'incertezza** è dunque il principale obiettivo delle teorie dell'inferenza plausibile e di conseguenza lo sviluppo di una qualsiasi teoria della plausibilità dipende dal tipo di incertezza che si vuole modellare.

La natura dell'incertezza a sua volta, dipende dal dominio che si vuole trattare.

La plausibilità può perciò essere concepita e modellata in modi così vari ed eterogenei che tali si rivelano anche le caratteristiche, le dinamiche, i domini di riferimento e le funzioni che le possono esserle di volta in volta attribuite.

Il risultato è che questa nozione gode di una sorta di “ubiquità” (Connell e Keane. 2003, 264) nell'indagine scientifica, che produce una conseguente frammentazione della trattazione teorica.

Infatti, sebbene esista un minimale per quanto unanime accordo sul fatto che questo concetto entri in gioco nella trattazione del ragionamento sotto condizioni di incertezza, i modi di concepirla possono articolarsi a partire da tradizioni e su assunzioni completamente differenti, producendo modelli molto diversi.

La plausibilità può essere chiamata ad assolvere diverse funzioni, ma due sono quelle principali:

- può avere una *funzione pratica*, ossia servire come guida all'azione fornendo argomenti per l'accettazione razionale di fatti o ipotesi;
- può avere una *funzione teoretica*, per condurre il ragionamento nel processo di candidatura di ipotesi esplicative o congetture.

Mantenendo valida, ma solo provvisoriamente, la classica distinzione dell'empirismo logico tra contesto della giustificazione e contesto della scoperta, bisogna osservare che la plausibilità gioca un ruolo decisivo in entrambi i momenti.

Essa partecipa alla fase della scoperta, mediante forme d'inferenza (come l'induzione e l'analogia) che permettono la candidatura delle ipotesi, e prende parte alla fase della giustificazione fornendo argomenti che permettono di valutare le ipotesi e fatti, sostenendoli o meno.

Esistono due tradizioni storiche e concettuali ben diverse, che danno a luogo a due concezioni e tradizioni ben distinte dell'inferenza plausibile. La prima si richiama alla tradizione greca dell'argomento plausibile, la seconda allo sviluppo della teoria della probabilità.

5.1.2. Cenni storici sulla nozione di plausibilità: la tradizione greca

La nozione di plausibilità trova una teorizzazione esplicita già a partire dal mondo greco antico, dove viene introdotta e sviluppata in ambito retorico e dialettico, a partire dal cosiddetto argomento *eikotico*, attribuito da Aristotele e Platone alla scuola sofista, in particolare a Corace e Tisia, (ossia l'inferenza basata sull'*eikòs*, la probabilità greca, che è cosa diversa da quella statistica, sviluppatasi in età moderna).

La plausibilità è qui pensata come “un'inferenza tracciata sulla base delle normali, comuni attese, basate sulle condizioni con le quali una persona è familiare” (Walton, 2001a, 153), in particolare come “basata su una comprensione soggettiva di una persona su come qualcosa si possa normalmente ritenere che vada in una situazione familiare”; dunque “la plausibilità è basata su qualcosa che oggi potremmo chiamare ‘empatia’, l'abilità di porsi dentro una situazione familiare in una storia o una descrizione nella quale sono descritte le azioni di qualche protagonista” (Walton, 2001b, 104).

La sua utilità può dunque essere anche solo pratica (“una guida all'azione”), limitata all'accettazione razionale di fatti o ipotesi.

La nozione di plausibilità, così come si configura nel mondo greco antico, è dunque connessa all'apparenza, alla soggettività e alla credenza individuale, e dà luogo ad inferenze condotte su assunzioni implicite, che risiedono nell'ambito del senso comune, e quindi “qualcosa su cui il ragionamento logico non può essere basato” (Walton, 2001b, 105).

La forma tipica d'inferenza plausibile così concepita viene esemplificata in un paradigmatico caso legale, che Platone attribuisce a Corace e Tisia e Aristotele a Corace.

Una giuria viene chiamata a dirimere un caso di lotta tra due uomini, i quali asseriscono entrambi di essere stati aggrediti dall'altro. L'uomo che è indiziato di aver dato inizio alla lotta è più piccolo e notoriamente più debole dell'altro. Per discolarsi agli occhi dei giurati, egli fa dunque ricorso a un argomento eikotico: può sembrare plausibile che egli, più piccolo e più debole, possa aver assalito un uomo più grande e forte? Alla giuria ciò non può che apparire non plausibile, e quindi l'argomento ha l'effetto di spostare il peso dell'evidenza da una parte.

La plausibilità in questo caso “non è una prova empirica che descrive cosa è accaduto realmente, ma ha a che fare con le apparenze. Ha a che fare con come la situazione appare alla giuria, e come coloro che vi partecipano avrebbero plausibilmente reagito in quel tipo di situazione” (Walton, 2001a, 150); così “un giudice, con un atto di empatia, può porsi nella situazione proprio prima che la lotta cominci”. Ciò permette alla giuria, sulla base delle precedenti conoscenze e del senso comune, e poste come uguali tutte le altre condizioni, di ritenere come imprudente l'attacco dell'uomo più piccolo e debole, in quanto le possibilità di vincere la lotta sono davvero poche e quindi è un tentativo destinato ad un misero fallimento.

Ciò non significa ovviamente che non possa essere vero.

L'aspetto interessante dell'esempio di argomento plausibile appena riassunto è che esso può essere invertito. L'uomo più grande ricorre infatti al seguente contro-argomento per spostare il peso (*concetto di peso fondamentale in questa attività di ricerca*) dell'evidenza a sua favore: dal momento che egli è visibilmente più forte e grande, è per lui manifesto che se avesse lui portato l'attacco all'altro uomo, ciò avrebbe deposto a suo sfavore di fronte ad una giuria.

Dunque, essendo egli a conoscenza di questo fatto, si può ancora ritenere davvero plausibile che sia stato lui ad attaccare l'altro uomo? In questo modo “l'uomo più grande asserisce di essere consapevole delle probabili conseguenze del suo attacco ad uno uomo più piccolo”.

Sarebbe imprudente per lui farlo. Fintantoché ogni membro della giuria è consapevole che l'uomo più grande è consapevole di queste conseguenze, può capire perché l'uomo più grande avrebbe dovuto essere riluttante all'idea di attaccare un uomo più piccolo.

Dunque da una forma di atto di empatia, e dalla conoscenza di fatti che sarebbero familiari sia ai giudici sia a coloro che prendono parte alla situazione, ogni membro della giuria può tracciare un'inferenza plausibile. Questa inferenza dà una ragione del perché non è plausibile che un uomo più grande attacchi un uomo più piccolo.

Si può vedere che esistono argomenti plausibili su entrambi i lati.

La reversibilità dell'argomento eikotico si basa dunque su ciò che viene definita una conoscenza comune, ossia una informazione che è nota ai componenti di un gruppo di persone, ed essi sanno che gli altri la conoscono, sanno che altri sanno che loro la conoscono e così via.

Essa è qualcosa di più di una conoscenza reciproca, “che implica solo il possesso di quella determinata informazione e non anche la consapevolezza della conoscenza altrui” (Paulos 2004, 15).

La reversibilità dell'argomento per *eikos* rivela inoltre un aspetto decisivo del ragionamento plausibile, che lo differenzia in modo sostanziale dalla nozione di probabilità: il suo non essere un'inferenza “a somma 1” (*concetto più volte richiamato ed utilizzato nel seguito*).

Possono cioè esistere, o meglio co-esistere, ipotesi opposte supportate da prove della stessa forza.

Va inoltre sottolineato come parte fondamentale per tracciare inferenze plausibili in questo esempio è la premessa che tutti gli altri fattori siano uguali.

Se infatti si viene a scoprire che l'uomo più piccolo è, per esempio, un pugile, o un praticante di una disciplina di lotta, la prima inferenza plausibile, che sembrerebbe discolarlo, sarebbe inefficace.

Ciò significa che la plausibilità è essenzialmente non-monotona: l'arrivo di nuova informazione la può inficiare.

Aristotele offre un'ulteriore trattazione della plausibilità, in ambito retorico e dialettico, che gioca un ruolo decisivo nello sviluppo successivo della teoria della plausibilità, in particolare per la concezione non probabilistica, poiché affronta alcune questioni centrali per la nozione di plausibilità.

Questa trattazione è sviluppata mediante la teoria degli 'endoxa', che non solo può essere legittimamente guardata come una vera e propria teoria della plausibilità, ma mostra anche che:

- a) la plausibilità è ciò che è ragionevole accettare per un interlocutore all'interno di un certo assetto sociale;
- b) la plausibilità ha una sua natura precipua e una sua relazione con la verità;
- c) esiste un metodo degli endoxa, nella fattispecie la deduzione da endoxa (premesse incerte);
- d) esiste una 'logica' della plausibilità.

Il termine endoxos, opposto a 'adoxos', è "piuttosto equivoco" (Renon, 1998, 95): esso può significare tanto illustre, famoso, rinomato riferito a persone e città, quanto designare un certo grado d'approvazione di una credenza, opinione o 'detto' riferito a punti di vista o principi all'interno di un argomento.

Sebbene "Aristotele usa il termine in entrambi i sensi", è il secondo significato ad essere molto più sviluppato: infatti "gli endoxa sono principalmente le premesse caratteristiche del sillogismo dialettico".

In particolare, Aristotele sottolinea come sia endoxon ciò che "appare tale a chiunque, o alla maggioranza, o ai saggi e o a tutti loro, o alla maggioranza, o ai più noti o rispettati tra loro" (Top. 100b 21-23).

Sebbene non sia propriamente una definizione, "ma una classificazione di tipi e criteri di endoxalità" (Renon, 1998, 101), questa rappresenta la base per la comprensione di endoxon quale 'plausibile' e di una trattazione concettuale e formale della plausibilità.

La teoria della plausibilità viene sviluppata in ambito dialettico, nei "Topici", dove si mostra che l'endoxa è una sorta di "aspettativa ragionevole" (ivi, 100), in particolare ciò che è ragionevole accettare o ritenere fondato per un interlocutore all'interno di un certo assetto sociale di discussione.

La plausibilità è così caratterizzata da una natura pragmatica, graduale e potenzialmente conflittuale. Essa ha che fare con l'incertezza, la provvisorietà e mutevolezza del regno della *doxa*, dell'opinione, ma va comunque considerata con grande attenzione poiché attraverso essa noi possiamo raggiungere una "certa conoscenza" (ivi, 97).

Essa inoltre si differenzia dalla verità ovviamente non poiché "sia falsa – alcune opinioni plausibili sono infatti vere, ma per i criteri sui quali i giudizi sono basati" (Top. 19.22-26).

Nel caso della verità, secondo Aristotele, il giudizio viene formato attraverso il riferimento alla cosa in sé con cui l'opinione ha a che fare (e l'opinione è vera quando coincide con la cosa); nel caso della plausibilità, il giudizio viene formato attraverso il riferimento agli ascoltatori e alle loro assunzioni sulle cose, piuttosto che in riferimento alla cose in sé.

La plausibilità inoltre è concepita non semplicemente come "ridotta ad una questione di 'deduzione da endoxa' " (ivi, 97), e quindi a una teoria della deduzione, ma come una più generale linea di ricerca mediante la quale affrontare razionalmente, a partire da endoxa, qualsiasi argomento di discussione.

La teoria degli 'endoxa' viene perciò concepita e sviluppata come un vero e proprio metodo, che può dunque essere applicato a domini diversi, e che consiste nel:

- 1) raccogliere un insieme iniziale di endoxa, o endoxa putativi, rilevanti per il punto in questione;
- 2) valutare le difficoltà ed esaminare gli endoxa, verificandoli – infatti essi potrebbero essere o in conflitto, o ambigui o apparentemente contraddittori;

- 3) ritornare all'insieme degli endoxa, una volta che “la dottrina corretta sia stata fissata” (*ibid.*) e testarli di nuovo in modo da tenere quelli meglio fondati o meglio revisionati.

Inoltre alla teoria di Aristotele è sottesa, anche in maniera non sempre esplicita, una logica, con alcune regole caratteristiche che vengono ad esempio analizzate da Cavini (1989).

La prima è quella che, in accordo con l'obiettivo generale della teoria (quello di “trovare un metodo che consenta di ragionare su qualsiasi problema sulla base della plausibilità, senza cadere in alcuna contraddizione” (ivi, 106), fornisce un criterio esplicito per la conduzione corretta del ragionamento plausibile: le premesse non possono essere meno plausibili delle conclusioni.

Quindi le conclusioni non possono mai essere più plausibili delle loro premesse.

Inoltre Aristotele individua tre classi di appartenenza delle proposizioni: quelle plausibili – endox –, quelle implausibili – adox –, e quelle neutre – neut – (ossia quelle per cui non esistono evidenze né a favore né contro).

Sullo spazio delimitato da queste tre classi operano le seguenti relazioni:

- se *endox(A)*, allora *non-endox(¬A)* – ovvero se A è plausibile, allora la sua negazione non lo è – se A è implausibile, allora la sua negazione non lo è (che corrisponde alla condizione di somma uno);
- se *adox(A)*, allora *non-adox(¬A)*;
- se *non-endox(A)*, allora o *adox(A)* o *neut(A)*;
- se *non-adox(A)*, allora o *endox(A)* o *neut(A)*;
- se *neut(A)*, allora *neut(¬A)*.

Queste relazioni sanciscono dunque la validità del seguente principio, costitutivo della logica della plausibilità di Aristotele: *se A è più/meno plausibile (o implausibile), allora ¬A è più/meno implausibile (o plausibile)*.

Sebbene “tale tentativo di dare all'argomento plausibile aristotelico una precisa concettualizzazione e una struttura logica portante non appaia molto promettente” (Renon, 1998, 109), la correlazione plausibile/implausibile nella fattispecie l'idea che “la plausibilità di una proposizione o di una dimostrazione sia determinata dalla plausibilità di una alternativa contro proposizione o contro-argomento” chiaramente espressa da Aristotele, è il risultato dell'accettazione di due condizioni precise quali la monodimensionalità e la somma uno, che implicano il principio del terzo escluso.

Esse delineano dunque un quadro preciso, per quanto dotato di “difficoltà strutturali”, della teoria della plausibilità aristotelica che ispira direttamente delle tematiche tra alcune delle successive e più note teorie dell'inferenza plausibile (in particolare quella di Rescher).

La formulazione di una teoria della plausibilità più nota nell'antichità probabilmente non è quella aristotelica, ma quella di Sesto Empirico, o meglio quella che egli attribuisce a Carneade di Cirene e che descrive nel suo saggio “Contro i logici”.

Essa si inserisce esplicitamente all'interno della corrente scettica e fornisce tre criteri che l'accettazione di fatti o ipotesi deve soddisfare per poter essere ritenuta plausibile.

I criteri sono:

- 1) **criterio 1** qualcosa è plausibile se sembra essere vera, oppure;
- 2) **criterio 2** è ancora più plausibile se sembra essere vera ed è compatibile con altre cose che sembrano essere vere (ovvero è stabile), oppure;
- 3) **criterio 3** è stabile ed è testata.

Anche secondo questa descrizione, come per quella aristotelica, non è dunque necessario che qualcosa, per essere plausibile, *sia* vera o solo anche *creduta* tale.

Essa deve semplicemente soddisfare certi requisiti di concordanza, in modo da permettere di valutare un fatto come in accordo o coerente con altri fatti ad esso connesso (ossia che lo precedono o lo seguono).

La descrizione di Sesto Empirico si avvale di alcuni esempi per illustrare in dettaglio i criteri di plausibilità. Nel caso del primo criterio non c'è bisogno di addurre esempi: esso asserisce semplicemente che quando un soggetto si trova ad esperire una "presentazione", qualcosa che gli appare, essa può rivelarsi come essere apparentemente vera, o sembrare essere vera in modo convincente. Ovviamente ciò non significa che lo sia: può sempre rivelarsi erronea ed è comunque soggetta al dubbio. Tuttavia questa presentazione rappresenta una proposizione che, per fini pratici, dovrebbe ad ogni modo essere ritenuta, almeno provvisoriamente, come vera.

Il secondo criterio asserisce che la qualcosa è plausibile (possibilmente ancora più plausibile) se la sua presentazione soddisfa il criterio 1 e un ulteriore criterio, quello che Sesto Empirico definisce della irreversibilità: l'accordo tra la presentazione attuale e altre presentazioni che appaiono vere (ovvero soddisfano a loro volta il criterio 1). Un esempio tratto dalla medicina può illustrare chiaramente il funzionamento di tale criterio: un medico inferisce in prima battuta che un paziente ha la febbre dalla sua temperatura alta (presentazione che sembra vera), e quindi sostiene questa inferenza con altre presentazioni che sembrano vere, come la sete del paziente.

Il terzo criterio mette in gioco, infine, la nozione di verifica (o test), e può essere esemplificato attraverso il famoso esempio della fune. Un uomo scorge una fune arrotolata in una stanza poco illuminata. Essa ha le sembianze di un serpente, e arriva così alla conclusione che essa è effettivamente un serpente (presentazione che sembra vera).

Convinto di ciò, salta oltre esso e girandosi constata che non si è mosso. Ciò lo porta a correggere la sua prima conclusione, inferendo che non è un serpente, ma effettivamente una fune.

Tuttavia, ricordandosi di alcuni serpenti che rimangono immobili, effettua un successivo test: prende un bastoncino e dà un colpo all'oggetto. Nel caso in cui rimanga ancora immobile, allora l'uomo può inferire che essa è realmente una fune.

Tanto premesso, la teoria della plausibilità di Carneade nasce in un contesto ben definito, quello della tradizione scettica, e con un intento ben preciso, quello di mostrare che sebbene la realtà sia inconoscibile, possono esistere dei gradi di conoscibilità, per cui esistono cose più vere o meno vere, più persuasive o meno persuasive. Tutto ciò inerisce comunque alla sfera "soggettiva": è la relazione tra la presentazione e il soggetto che la percepisce, e non tra la presentazione dell'oggetto in sé, ad essere più o meno plausibile e persuasiva.

Ovviamente l'evoluzione della tradizione greca della nozione di plausibilità, intesa come forma d'accettazione razionale, e della sua ricezione in ambito latino, ha una storia ricca e articolata la cui intera trattazione va oltre gli scopi di questa Tesi.

Ai fini della presente discussione è sufficiente mostrare le radici di questa tradizione, che rimane essenzialmente diversa (concettualmente, ma non sempre terminologicamente) rispetto alla nozione di probabilità. La nascita della teoria della probabilità, a sua volta, ha infatti cambiato radicalmente questo scenario, offrendo uno strumento per valutare fatti e formulare ipotesi straordinariamente fecondo e preciso. Essa ha proposto e raffinato un modello razionale e altamente formalizzato per assolvere a molti dei compiti per i quali la nozione di plausibilità antica era sorta e sviluppata.

Dopo l'ingresso della teoria della probabilità, la nozione di plausibilità, almeno quella del tipo espresso dalla teoria di Carneade, ha così subito una lunga eclissi e numerosi tentativi di riduzionismo.

Tuttavia l'opportunità di un recupero della nozione di plausibilità così come si presenta nel pensiero greco antico è esplicitamente teorizzata da *Rescher* (1976) e *Walton* (2001a, 2001b), che

approdano mediante questa tradizione all'elaborazione di modellizzazioni dell'inferenza plausibile ben distinte dal calcolo probabilistico.

5.1.3. Incertezza dei metodi e incertezza delle premesse

Le riflessioni intorno alla nozione di plausibilità e d'inferenza plausibile nascono già nell'antichità, come abbiamo sottolineato, come un tentativo di delineare e modellare il ragionamento incerto, che conduce a conclusioni incerte, in senso lato.

L'incertezza può essere di due tipi:

- 1) *aleatoria* (anche nota come stocastica), ovvero quando riguarda la casualità e l'imprevedibilità intrinseca del sistema oggetto di conoscenza;
- 2) *epistemica* (anche nota come soggettiva), ovvero quando si riferisce allo stato di conoscenza del soggetto rispetto al sistema.

L'incertezza di cui si occupa la plausibilità, almeno così come è concepita in tutti gli approcci, è di natura epistemica e legata quindi alla sfera dell'interazione soggettiva con un dato sistema.

L'incertezza delle conclusioni proprie dell'inferenza plausibile si riferisce principalmente a due aspetti di questo tipo di ragionamento: i metodi e le premesse.

Infatti, la plausibilità è pensabile come ragionamento "che conduce a conclusioni incerte poiché i suoi metodi sono fallibili oppure le sue premesse sono incerte" (*Shafer e Pearl*, 1990, 652).

Questa distinzione dà luogo ad una delle principali distinzioni nella letteratura dedicata all'argomento: quella che in ambiente anglosassone è meglio identificata come la distinzione tra il "*defeasible reasoning*" e il "*plausible reasoning*".

La prima esprime un approccio secondo il quale "un argomento è considerato come un frammento fallibile di ragionamento fondato su premesse ferme" (*Vreewijk*, 1992, 1), basato dunque su metodi incerti ma premesse certe. Con l'espressione metodi incerti ci si riferisce alle forme di inferenza fallibili in generale come l'analogia, l'induzione, l'abduzione, etc. che per loro natura non sono in grado di trasmettere la verità dalle premesse alle conclusioni, e che possono dunque solo conferire un certo grado di "probabilità", o meglio di attendibilità, alle conclusioni candidate.

Le premesse in sè non sono qui messe in discussione e rimangono ferme nel loro status.

La seconda, richiamandosi ad una nozione di plausibilità già teorizzata da Aristotele e posta a fondamento della teoria della plausibilità non probabilistica di *Rescher*, esprime un approccio secondo il quale "un argomento è una prova rigorosa su basi plausibili", ed è dunque basato su premesse incerte. Incerte sono quelle premesse che possono essere incomplete, approssimate, non esplicite o conflittuali, che hanno l'effetto di trasmettere la propria incertezza alle conclusioni, che sono comunque raggiunte per via strettamente rigorosa (ossia mediante deduzioni).

Per effetto delle inferenze prodotte, lo status di queste premesse può essere rivisto e aggiornato a valori conformi al resto della conoscenza di cui si dispone nel corso dell'argomento.

Questa distinzione non è ovviamente categorica: si può concepire naturalmente il ragionamento sotto premesse incerte come di due tipi, quello condotto con metodi fallibili oppure quello condotto con metodi certi, come proposto da *Rescher*.

Non solo, infatti, esiste una chiara e formalizzabile relazione tra ragionamenti basati su premesse incerte e ragionamenti basati su metodi incerti, ma essi fanno entrambi parte di una visione ampia della teoria dell'argomentazione plausibile, che concepisce la teoria della plausibilità come inferenza che può essere condotta con metodi incerti a partire da premesse incerte.

5.1.4. Incertezza e allocazione della credenza globale

L'incertezza epistemica è espressione di una relazione soggettiva, e dunque una teoria della plausibilità è fondata su una precisa, sebbene spesso implicita, concezione della "soggettività".

Tale concezione è caratterizzata da un insieme di ipotesi e assunzioni sul comportamento e le caratteristiche proprie del soggetto che compie valutazioni e previsioni sotto condizioni di incertezza.

In particolare, alla base di ogni teoria della plausibilità vi sono, implicitamente o esplicitamente, alcune ipotesi sulla questione centrale dell'*allocazione della credenza globale di un agente*, ossia la disposizione di un agente a credere a qualcosa in una certa misura, o credere al suo contrario in una certa misura. Dalla risposta a questa domanda segue infatti in gran parte la trattazione della nozione di plausibilità dei vari approcci alla teoria dell'inferenza plausibile.

Sia una premessa, una conclusione o un passaggio inferenziale intermedio, una qualsiasi proposizione "plausibile" – che rappresenta una previsione, un'ipotesi o una valutazione - gode infatti solo di una certa forza, di un certo grado di credibilità ed è costantemente sottoposta a dubbio (ed è dunque rivedibile).

Ora, in particolare, data una qualsiasi proposizione A (che rappresenta una ipotesi/congettura/fatto), e un agente ideale a che affida una certa porzione p della propria credenza globale cr ad A, si hanno le seguenti possibilità:

- 1) se a affida una porzione della propria credenza totale cr ad A, allora la rimanente viene automaticamente accordata a $\neg A$, ovvero alla sua negazione, nella classica misura $cra(\neg A) = 1 - cra(A)$; la negazione non esprime semplicemente la negazione diretta della proposizione A, ma può racchiudere tutte le ipotesi alternative ad A, e dunque esprimere un insieme di proposizioni; questa allocazione della credenza totale è inoltre a somma 1, poiché $cra(A) + cra(\neg A) = 1$.
- 2) a può affidare una porzione della propria credenza totale ad A, senza che questo implichi che la restante porzione – che è comunque al massimo pari a $1 - cra(\neg A)$ – venga accordata alla sua negazione $\neg A$, che va sempre espressa e che può comunque rimanere indeterminata;
- 3) a può affidare una porzione della propria credenza totale cr ad A, e contemporaneamente affidare una porzione della credenza a $\neg A$, senza dover rispettare la condizione che la somma della credenza totale sia 1; ovvero, $cra(A) + cra(\neg A)$ può essere maggiore di 1.

Queste nozioni di complementarità verranno diffusamente utilizzate sia in questo capitolo, sia in tutta la ricerca.

Il caso (1) dà luogo alle cosiddette teorie o sistemi d'inferenza mono-dimensionali: essi si articolano lungo una sola dimensione, ossia esprimendo la plausibilità di A con numero reale p, e rappresentando l'incertezza, quale dubbio riguardo alla proposizione A, semplicemente per differenza, $cra(\neg A) = 1 - cra(A)$. Essi sono dunque a somma 1, poiché $cra(\neg A) + cra(A) = 1$.

Quando il valore della plausibilità viene espressa numericamente, attraverso la usuale associazione tra valori di credenza e numeri reali, questi sistemi danno luogo alla cosiddetta comparabilità universale, la possibilità di poter comparare la plausibilità di due proposizioni qualsiasi: dunque o esse sono equi-plausibili, oppure una è più plausibile dell'altra.

La monodimensionalità della rappresentazione dell'incertezza è un punto particolarmente rilevante delle teorie della plausibilità poiché è basata sull'accettazione del principio del terzo escluso.

L'assunzione di validità di tale principio permette di fare ricorso alle tecniche inferenziali che esso implica nel corso dell'indagine (o della valutazione) della plausibilità di una ipotesi o di una proposizione qualsiasi.

I casi (2) e (3) rappresentano invece teorie o sistemi d'inferenza bidimensionali, in cui l'incertezza relativa ad una proposizione non è implicitamente contenuta nella sua credenza, e va dunque sempre esplicitata attraverso una coppia di valori: $\text{cra}(A, \neg A)$.

Le teorie bidimensionali, dunque, non preservano sempre la proprietà della comparabilità universale e possono a loro volta essere a somma uno (caso 2) oppure non a somma uno (caso 3).

Queste credenze e le loro rispettive allocazioni possono essere sviluppate secondo diversi calcoli e teorie: quella *probabilistica*, quella *logica*, la *teoria dell'evidenza*.

Di conseguenza esse danno luogo a diversi sviluppi della plausibilità, che fanno riferimento a diverse concezioni, e che in alcuni casi, propongono e teorizzano una vera e propria riduzione della nozione di plausibilità a quella di probabilità.

Una trattazione della nozione di plausibilità e lo sviluppo di una teoria sull'inferenza plausibile passa attraverso l'indagine del controverso rapporto che esiste tra le nozioni di plausibilità, credenza, probabilità, e delle loro differenze concettuali e funzionali.

La possibilità di distinguere chiaramente ciò che è plausibile da ciò che è probabile o credibile è infatti uno dei presupposti per uno sviluppo di una chiara teoria sul ragionamento plausibile e non a caso è un tema che ricorre spesso nelle trattazioni dell'inferenza plausibile.

5.2. PARTE SECONDA

5.2.1. La credibilità e il Modello fisico

I paragrafi precedenti introducono in senso generale i concetti di plausibilità, di credibilità, rimarcando quanto siano sostanzialmente ritenuti non univoci i criteri, i metodi, gli approcci secondo i quali è possibile introdurre nelle attività scientifiche, di studio in generale, elementi che pongano al centro delle analisi punti fermi circa il raggiungimento di obiettivi di plausibilità.

Qui il concetto di plausibilità, ma forse con maggiore chiarezza di credibilità, viene ad essere inquadrato in un contesto terminologico, semantico e disciplinare, di tipo probabilistico ed essenzialmente moderno. Tradurre la credibilità di un elemento, di un dato in un modello, è certamente azione ardua e difficoltosa, ma contemporaneamente facile se la relativa incertezza viene o può essere minimizzata.

Matematicamente parlando, credibilità è in questo contesto modellistico quale quello di questa Tesi di Ricerca, associare ad un dato un peso proprio, una importanza specifica, tale da renderlo rintracciabile e governabile in un insieme più ampio.

Le definizioni, le impostazioni concettuali, le riserve matematiche e fisiche dell'argomento trattato saranno di seguito, e con gradualità mediante un procedimento descrittivo-progressivo, evidenziate e richiamate nei successivi paragrafi.

Alcune parti riportate in grassetto forniscono delle sintesi (preliminari e/o conclusive dei singoli paragrafi) delle argomentazioni proposte, sintesi che possono essere considerate utili al fine della comprensione rapida della materia, senza addentrarsi in spiegazioni più minuziose ovvero in calcoli analitici più dettagliati e profondi.

5.2.2. Perché e come pesare il tasso di rottura?

La necessità di attribuire pesi opportuni nasce dal fatto che un tasso di rottura valutato su di un acquedotto molto grande e attraverso un'analisi di molti anni di funzionamento, vale molto di più di un dato ottenuto da un acquedotto di dimensioni minime valutato per un periodo

brevissimo. Si assumono pertanto pesi determinati dal prodotto della lunghezza dell'acquedotto o dell'elemento di acquedotto esaminato moltiplicata per il numero di anni di osservazione.

Nelle colonne del DataBase sono riportati anche, per ciascun dato di tasso di rottura fornito, i dati di lunghezza cui si riferisce e gli anni di osservazione, nonché poi il prodotto di questi due termini da assumere come peso. É bene mettere in evidenza che, con le situazioni presenti nel DataBase, effettuare delle operazioni non pesate (a partire ad esempio dalla semplice media generale dei dati) porterebbe a risultati significativamente diversi da quelli, più verosimili, ottenuti pesando i dati. Ad esempio, già la media generale dei valori dei tassi di rottura in tutte le situazioni disponibili nel DataBase fornisce in media semplice un valore di un ordine di grandezza superiore a quello ottenibile in media pesata.

Il tasso di rottura, già definito nei capitoli precedenti, può essere espresso secondo la formula (2.3), che per chiarezza si ripropone nella (5.1):

$$\Lambda = \frac{r}{L \cdot T} \quad (5.1)$$

nella quale Λ è il tasso di rottura, r il numero di rotture accadute sul sistema, su un agglomerato di condotte o su di una singola condotta, L la lunghezza generica del sistema o dell'agglomerato o della condotta, T il periodo di osservazione.

In particolare, nel seguito useremo la notazione L_s quando vogliamo indicare la lunghezza di un sistema acquedottistico o di una sua parte (campione), useremo ℓ_c quando intendiamo riferirci ad una condotta; infine t rappresenta la finestra temporale di osservazione.

L'analisi dimensionale del tasso di rottura Λ riporta alla seguente caratteristica:

$$\Lambda = \frac{\text{rotture}}{\text{lunghezza} \cdot \text{tempo}} \quad (5.2)$$

Le rotture saranno necessariamente espresse da numeri interi positivi²; mentre si deciderà di esprimere necessariamente e senza equivoci l'estensione del sistema (acquedotto o condotta) in termini di chilometri; infine il periodo di osservazione³ verrà espresso in anni.

Il tasso di rottura Λ presenterà le seguenti dimensioni:

$$\Lambda = \left[\frac{\text{rotture}}{\text{km} \cdot \text{anno}} \right] \quad (5.3)$$

Le notazioni precedenti costituiscono lo spunto riflessivo per descrivere i limiti teorici dell'intervallo di esistenza del tasso di rottura Λ .

Il tasso di rottura Λ appartiene da un punto di vista prettamente teorico-matematico all'intervallo semi-aperto a destra $[0; +\infty[$.

Il limite inferiore dell'intervallo viene raggiunto quando:

- Il numero di rotture registrate sul sistema o una sua parte sia nullo. In maniera equivalente significa ammettere che quel sistema non presenta criticità, né periodi di malfunzionamento

² Le rotture sono espresse con numeri interi non negativi appartenenti all'intervallo semi-aperto a destra $[0; +\infty[$. Le rotture possono essere soltanto positive ed intere essendo considerate esclusivamente il numero di rotture reali registrate ed essendo escluse dalla trattazione le rotture stimate o predette attraverso metodi differenti.

³ L'estensione del sistema L_s o ℓ_c e il periodo di osservazione t saranno rappresentati da numeri razionali (e non reali) non negativi e in linea teorica appartenenti all'intervallo aperto $]0; +\infty[$.

che inducono anomalie e fallanze nel sistema. Ma come descritto in capitoli precedenti, le rotture sono una caratteristica fisiologica dei sistemi. I sistemi siano essi riparabili o non riparabili non vengono progettati per non rompersi mai. Esisterà sempre una probabilità di rottura che riduce l'affidabilità del sistema. È compito di chi gestisce e governa un sistema rendere minima tale probabilità di accadimento ma certamente non è realizzabile annullarla. Nel contempo ammettere che non vi siano rotture su un dato sistema potrebbe essere sintomo di mancanza di acquisizione dei dati, ma escludendo questo caso, si concorda che rotture zero e dunque tasso di rottura nullo, in questa condizione, è un evento teorico ma non certamente realistico. Il valore atteso teorico del tasso di rottura, se non avvengono rotture è nullo, ma non realizzabile e pertanto difficilmente pensabile nell'applicazione pratica⁴.

- Escludendo questo primo caso di raggiungimento del valore limite inferiore dell'intervallo di esistenza del tasso di rottura, un secondo caso in cui tale valore può considerarsi estremamente piccolo, straordinariamente piccolo tanto da giungere al limite al valore nullo, può, così di seguito essere presentato. Per indagini e studi svolti su sistemi molto lunghi e per periodi di osservazione molto estesi, il prodotto dell'estensione per il periodo di osservazione realizza valori decisamente elevati, abbattendo il rapporto. In particolare, per prodotti dell'estensione e del periodo straordinariamente grandi, il rapporto si annulla. La condizione limite è, anche in questo caso, una matematizzazione del processo non raggiungibile. Il prodotto assume valore infinito se almeno uno dei due fattori divenga tale. È teorico ed utopico immaginare un acquedotto di lunghezza infinita o un periodo di osservazione infinito, o entrambi. Anche in questo secondo caso, il raggiungimento del valore nullo è confinato a semplice limite teorico e non certamente realizzabile nella realtà tecnica.

Il limite superiore dell'intervallo viene raggiunto quando:

- Il numero di rotture registrate è elevatissimo. Al limite infinito. Immaginare che un sistema di estensione nota, esaminato in un determinato periodo di osservazione noto, abbia una elevata probabilità di rompersi è accettabile, ma nel contempo ipotizzare che quel sistema o una sua parte cada in fallanza continuamente è meno plausibile e credibile. Le rotture pur se generate da processi e meccanismi che agiscono in continuo sul sistema sono e rappresentano un fenomeno discreto nell'ambito della descrizione del deterioramento del sistema. L'input (le variabili che governano i processi) del fenomeno studiato è continuo (sono state escluse circostanze puntuali), mentre l'output del fenomeno (le rotture) è sostanzialmente discreto. Escludendo la matematizzazione del fenomeno inteso come numero di rotture infinito, è certamente anomalo un dato con un numero elevatissimo di rotture (indice e segnale di un marcato e forte scostamento dalla normale conduzione e gestione di un sistema).
- Il secondo caso è generato da valori estremamente piccoli del prodotto estensione per periodo di osservazione. Prodotti piccoli possono significare sistemi esaminati di scarsa rilevanza chilometrica, di ridotta indagine temporale, di entrambi gli effetti indicati. Indipendentemente dal numero di rotture registrate e/o registrabili, una siffatta situazione condurrebbe a valori elevati del tasso di rottura. Al limite per prodotti tendenti a zero, il tasso di rottura assumerebbe valore infinito. Questo caso è certamente teorico. Dire prodotto zero significa o ammettere che il sistema abbia lunghezza nulla o pressoché nulla (ciò equivale a non indagare il sistema o perché non esiste o perché la scelta del campione di indagine non è più rappresentativa del sistema), oppure analizzare il sistema per un tempo nullo o certamente non

⁴ È da sottolineare che dall'analisi del DataBase sono emersi casi non sporadici di tasso di rottura nullo, avendo, talora, l'Autore registrato sul tronco di condotta un numero nullo di rotture. La riflessione, pertanto, è soprattutto da intendersi certamente a scala di sistema e ragionevolmente a scala di condotta.

sufficiente per contribuire in fase di registrazione alla consultazione di informazioni significative. Al limite, nell'uno e nell'altro caso, equivarrebbe a non analizzare, a non studiare il sistema.

Ciò premesso, escludendo le situazioni estreme generali (ed in particolare quelle relative al numero delle rotture), le riflessioni precedenti, introducono con forza un elemento di non trascurabile peso.

La definizione dell'estensione di un acquedotto, di una sua parte, parallelamente alla definizione della finestra temporale di indagine, detta il valore finale del tasso di rottura.

Immaginiamo di voler calcolare il tasso di rottura Λ su più acquedotti A_i a parità di numero di rotture. Per chiarezza nell'esposizione poniamo il numero di rotture r pari a 10.

Esaminiamo un primo acquedotto A_1 di lunghezza 10 km osservato per un periodo di un 1 anno.

Il tasso di rottura Λ_1 risulta pari all'unità.

Esaminiamo a questo punto un secondo acquedotto A_2 di estensione 1 km per un periodo di 10 anni. Il tasso di rottura Λ_2 risulta parimenti unitario.

I due tassi pur provenendo da situazioni differenti presentano comunque il medesimo tasso di rottura. Proseguiamo nel ragionamento (sempre a parità di numero di rotture).

Esaminiamo un terzo acquedotto A_3 di lunghezza 1000 km per 1 anno.

Il tasso di rottura Λ_3 risulta pari a 10^{-2} .

Infine, un quarto acquedotto A_4 di estensione 100 km esaminato per 10 anni, avrà un tasso di rottura Λ_4 ancora una volta pari a 10^{-2} .

Esaminare l'acquedotto A_1 di soli 10 km per 1 anno è certamente diverso dall'esaminare un acquedotto A_4 di estensione 100 km per 10 anni.

La variabilità di Λ nei due casi specifici viene ad essere di 10^{-2} .

A questo punto, proseguendo nel ragionamento ed articolando maggiormente, immaginiamo di voler calcolare il tasso di rottura Λ non più a parità di numero di rotture r ma variando il numero di rotture ed assegnando secondo una logica più o meno evidente il valore 1 oppure il valore 10, ma mantenendo un rapporto costante di 10 nei risultati.

Esaminiamo un quinto acquedotto⁵ A_5 di lunghezza 10 km per un periodo di un 1 anno sul quale è avvenuta 1 rottura. Il tasso di rottura Λ_5 risulta pari a 10^{-1} .

Esaminiamo un sesto acquedotto⁶ A_6 di estensione 1 km per un periodo di 10 anni durante il quale si sono registrate 10 rotture. Il tasso di rottura Λ_6 risulta 10^0 .

Se aggiungiamo all'analisi un settimo acquedotto⁷ A_7 di lunghezza 10^4 km osservato per 10 anni con un numero di rotture nuovamente pari a 10. Il tasso di rottura Λ_7 risulta pari a 10^{-4} .

Infine, un ultimo acquedotto⁸ A_8 di estensione 10^2 km esaminato per 10^{-2} anni con un numero di rotture pari a 10, avrà un tasso di rottura Λ_8 pari a 10.

⁵ Si immagina che l'estensione di 10 km rappresenti una realtà acquedottistica di media entità e che le autorità preposte alla sua gestione assolvano con efficacia ed efficienza il loro incarico. Oltretutto ipotizzare una rottura in una finestra di un anno, potrebbe sostanzialmente voler anche indicare una relativa giovinezza del sistema considerato o forse ancora una realtà d'insieme che in maniera soddisfacente riesce a minimizzare gli eventi di malfunzionamento.

⁶ Questo acquedotto vuole esemplificare il caso di una micro realtà, o se vogliamo di un campione (distretto) estratto da un sistema acquedottistico (quasi a dire che si sta esaminando un agglomerato di un numero ridotto di condotte) ma poste sotto osservazione per due lustri.

⁷ Questo esempio A_6 intende esemplificare una macro realtà acquedottistica tendenzialmente un insieme di acquedotti dove le politiche gestionali possano iniziare ad essere considerate quelle specifiche e proprie delle utilities o se vogliamo multi-utilities.

⁸ A_8 vuole rappresentare lo studio su di una zona ristretta di sistema per un periodo estremamente confinato di tempo. Un timido progetto pilota di studio ed analisi della criticità dell'acquedotto. La finestra temporale estremamente inferiore ad un anno, potrebbe essere ispirata a situazioni di scarsa disponibilità economica in termini di una politica di misurazione per tastare il polso della condizione di salute dell'infrastruttura.

Riassumendo. Mantenendo costante il numero di rotture al numeratore si osserva come il valore corrispondente del tasso venga ad essere sempre uguale, pur essendo valutato a partire da configurazioni spazio-temporali sempre più distinte e distanti tra loro.

Il valore medio del tasso di rottura Λ nel caso degli acquedotti A_i $i \in [1:4]$ sarebbe di $5,05 \cdot 10^{-1}$ ma è naturale che i quattro tassi derivano da situazioni acquedottistiche diverse e che pertanto devono in qualche modo essere introdotte nel calcolo.

Il valore medio nel caso degli acquedotti A_i $i \in [5:8]$ sarebbe di $2,7750 \cdot 10^0$ ma è naturale che i quattro tassi derivano, anche in questo caso, ma con l'aggiunta di una distribuzione lievemente non uniforme delle rotture, da situazioni acquedottistiche diverse e che pertanto devono in qualche modo essere introdotte nel calcolo.

Se si esaminano insieme e globalmente tutti gli A_i acquedotti $i \in [1:8]$ il valore medio semplice risulta pari a $1,64 \cdot 10^0$. Ciò dimostra quanto l'operatore di media semplice sia considerevolmente sensibile all'ingresso o all'esclusione di una realtà acquedottistica piuttosto che di un'altra.

In maniera parallela la distribuzione stessa delle rotture, qui intesa sostanzialmente uniforme per semplicità e linearità di esposizione giochi un ruolo non certamente trascurabile.

La presenza contemporanea della variabilità di tutti gli elementi descritti in un unico e globale contesto generale, impone e obbliga l'utilizzo di tecniche di individuazione nonché l'assegnazione di opportuni quanto necessari pesi.

La significatività e la rappresentatività di un acquedotto A_i all'interno di un generico insieme di acquedotti è certamente legata indissolubilmente sia all'estensione dell'acquedotto sia al periodo di osservazione. Un acquedotto molto grande contempla molti processi di deterioramento (sia urbano che extra-urbano), presenta presumibilmente un livello gestionale più alto, un'attenzione maggiore alle operazioni di programmazione degli interventi e delle riparazioni.

Un acquedotto di limitata entità è, mediamente parlando, più confinato in condizioni di importanza secondaria sia in termini di approvvigionamento che di distribuzione della risorsa e pertanto l'informazione in esso contenuta risulta di minore importanza a causa di una naturale riduzione della gamma di elementi di valutazione in esso contenuti.

L'aumento del periodo di osservazione è ulteriormente sintomo di una maggiore affidabilità del dato, di una maggiore attenzione che l'Ente o chi per esso destina all'analisi del sistema. L'estensione del sistema e il periodo di osservazione risultano, dunque, essere elementi di primaria importanza nella valutazione di un set di rotture piuttosto che di un altro.

La loro combinazione in termini di prodotto è fondamentale per pesare con giusta ragionevolezza rotture (uguali, per comodità, nel ragionamento espositivo ma sostanzialmente diverse e varie) in un contesto molto più vasto e allargato quale quello esaminato e studiato in questa ricerca.

Una media ponderata dei tassi di rottura degli acquedotti esaminati A_i , infatti, scegliendo come pesi i prodotti $L_i \cdot t_i$ conduce ad un valore di $2 \cdot 10^{-2}$ che risulta essere la ≈ 25 -esima parte della media semplice. Una media ponderata dei tassi di rottura degli acquedotti esaminati A_i , infatti, scegliendo come pesi i prodotti $L_i \cdot t_i$ conduce ad un valore di $\approx 3,10 \cdot 10^{-4}$ che risulta essere la $\approx 10^4$ -esima parte della media semplice. Una media ponderata su tutti gli A_i acquedotti calcola un valore finale del tasso di rottura pari a $3,3 \cdot 10^{-3}$. Questo valore finale mostra ancor più come l'introduzione, la presenza o l'assenza di un acquedotto rispetto ad un altro sposti il valore medio finale in particolare di (almeno) un ordine di grandezza sia rispetto all'esame degli ultimi quattro sia rispetto all'esame dei primi quattro, analizzati separatamente. È dunque necessario attenuare questi effetti e ricondurli ad un'ordine di grandezza accettabile, trascurando solo in quel caso perturbazioni di ordine successivo caratterizzanti fenomeni confinati e non certamente primari nella ricerca condotta. Stimare il tasso di rottura medio con l'una (media semplice) o l'altra tecnica (media ponderata) oltre ad introdurre, come detto in precedenza, ordini di grandezza completamente differenti, riduce, altresì, la bontà del dato rendendolo inutilizzabile. Applicare la media semplice in regime di rotture uguali per tutti gli

acquedotti ipotizzati sovrastimerebbe il valore medio di 25 volte in un caso e di diecimila volte nel caso in cui le rotture siano pressoché distribuite uniformemente sulle varie tipologie di acquedotto, di circa cinquecento volte nel caso finale d'insieme.

In definitiva e in conclusione, applicare il concetto di media semplice sposterebbe fortemente il valore finale verso il valore non necessariamente più credibile o plausibile.

La compensazione e l'introduzione dei pesi così descritti livella, distribuisce correttamente, riporta alla luce le precedenti differenze, immagazzinando nel calcolo il ricordo di ciascuna di esse e traducendole, infine, in un valore di tasso maggiormente credibile e molto meno incerto.

Da quanto emerso in precedenza, è ormai alquanto chiaro che la stima del tasso di rottura per un insieme di acquedotti o di sue parti deve necessariamente passare attraverso la preliminare valutazione e attribuzione dei pesi. La valutazione svolta nei paragrafi precedenti mostra chiaramente che la scelta del peso deve essere inquadrata nel calcolo o nella stima del prodotto: (lunghezza·periodo di osservazione).

Il peso da utilizzare risulta allora possedere le dimensioni di (km·anno) .

La fase di valutazione del peso può ritenersi sostanzialmente conclusa.

5.2.3. L'attribuzione di pesi incogniti e i problemi di stima

In alcuni casi (anche non molto sporadici), gli elementi necessari alla valutazione dei pesi non sono noti in tutto o in parte. In queste situazioni il peso non sarebbe valutabile.

Al fine di utilizzare anche i dati privi di peso certo, sono state svolte delle indagini statistiche della distribuzione delle lunghezze medie delle condotte acquedottistiche nonché degli anni di osservazione cui in letteratura queste ultime sono state sottoposte.

Per chiarezza di esposizione, si dirà che è necessario scindere il problema dell'attribuzione in due sotto-fasi:

1. **Calcolo o stima del prodotto a scala di rete:** questo calcolo significa prendere in considerazione una intera rete che viene esposta in qualche dato di letteratura, ma rispetto alla quale i dati identificativi del peso vengono esposti solo in parte o per nulla; occorre in tal caso poter avere una cognizione almeno statistica di lunghezza degli acquedotti e anni di presumibile osservazione.
2. **Calcolo o stima del prodotto a scala di condotta:** questo caso si presenta quando il prodotto è noto (o anche è stato attribuito in via statistica) a scala di rete, ma poi i valori dei tassi di rottura non sono forniti a scala di rete ma sono disaggregati in funzione di diverse variabili predittive; occorre in tal caso poter avere una cognizione almeno statistica della distribuzione delle lunghezze e degli anni di presumibile osservazione in relazione alle variabili presenti; ciò è stato possibile in particolare per le tre variabili "principali" diametro, materiale, età.

É da precisare che nelle elaborazioni successive i lavori (pubblicazioni) che non presentavano tassi di rottura, sono stati utilizzati ugualmente in sede di stima del peso (se fornivano informazioni relative alla lunghezza o all'età o al diametro).

Poiché, però, la valenza di un peso così ottenuto è certamente minore di quella di un peso vero, sono stati valutati anche dei "pesi di riduzione" per tenere conto di tale questione.

C'è ancora da osservare, come si ribadirà anche nel paragrafo successivo, che il problema dei "pesi di riduzione" può presentarsi anche nel caso che il dato della lunghezza o degli anni di osservazione sia stato fornito.

Nel seguito, quando i “pesi di riduzione” si riferiscono a problemi legati alle distribuzioni statistiche di una certa grandezza, si parlerà anche di “credibilità” (con un significato non lontano da quello discusso nella Parte Prima del capitolo).

Alcune colonne del DataBase sono state dedicate alla presenza di questi "pesi di riduzione".

Ripetiamo ora che il peso che a questo punto denotiamo con la lettera w (weight) risulta essere il prodotto di due termini.

Il primo termine legato all'estensione del sistema o di una sua parte, il secondo legato al periodo temporale di osservazione dello stesso sistema o sua parte.

Di conseguenza la stima del prodotto (quando esso non sia del tutto noto) sia essa a scala di rete o di condotta può passare attraverso 3 casi:

1. stima della sola lunghezza essendo noto il periodo di osservazione;
2. stima del periodo di osservazione essendo nota l'estensione;
3. stima del prodotto essendo ignoti entrambi.

Ora, mentre per la stima della lunghezza sarà necessario scindere il calcolo nelle due fasi della scala di sistema e/o della scala di condotta, per quanto concerne la stima del periodo di osservazione, esso si riterrà identico tra scala di sistema e scala di condotta.

Ciò significa ammettere che il periodo di osservazione presunto non dipenda, mediamente parlando, né dalle caratteristiche di un sistema rispetto ad un altro, né, altresì, dalle caratteristiche intrinseche delle condotte.

A questo punto, tanto per fissare le idee, riportiamo la (ovvia) formulazione della espressione della media tra tassi di rottura distinti denotati ciascuno da un proprio peso:

$$\overline{\Lambda}_w = \frac{\sum_{i=1}^n (L_i \cdot t_i) \cdot (\Lambda_i)}{\sum_{i=1}^n (L_i \cdot t_i)} = \frac{\sum_{i=1}^n (L \cdot t)_i \cdot (\Lambda_i)}{\sum_{i=1}^n (L \cdot t)_i} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot (\Lambda_i)}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (5.4)$$

L_i assumerà la notazione di L_s quando le rotture sono chiaramente riferite ad un sistema (a scala di rete), sarà ℓ_c quando le rotture sono chiaramente riferite ad una parte del sistema o ad una condotta specifica (a scala di condotta).

5.2.4. Calcolo e stima del peso a scala di rete: formulazioni finali complessive

Ragioniamo a scala di rete. Cerchiamo in questo paragrafo di fornire la metodologia tramite la quale è stato possibile assegnare i pesi a scala di rete in tutte le situazioni nelle quali essi servivano ma non erano disponibili. Si può riassumere il calcolo dicendo quanto segue.

Caso della mancanza del dato Lunghezza. Occorre segnalare una distinzione fra "acquedotto" e "utility". L'acquedotto riguarda un sistema circoscritto (un paese, una città); la utility riguarda un insieme di acquedotti uniti sotto una unica conduzione.

È stata valutata la lunghezza media degli "acquedotti" censiti nel DataBase (ciò vuol dire che le utilities sono state suddivise negli acquedotti componenti).

Essa è stata trovata eguale a 1'542,48 km. Nel caso di stima di un "acquedotto" questa è stata considerata come la lunghezza di riferimento; nel caso di stima di una "utility", la lunghezza di riferimento viene moltiplicata per il numero di "acquedotti" mediamente presenti in una "utility".

A questo punto ci troviamo di fronte o al caso di una utility o un acquedotto di cui è fornita la lunghezza ovvero al caso di una utility o un acquedotto di cui non è fornita la lunghezza.

L'espressione finale della lunghezza che viene assunta in ogni caso è la seguente:

$$L_s = (L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_{L_{sv}} \cdot c_{L_{sv}})^{(N_{L_{ss}})} \cdot (\mu_c \cdot c_c)^{(N_c)} \cdot (\mu_U \cdot c_U)^{(N_U)} \quad (5.5)$$

dove:

L_s lunghezza finale (vera o stimata del sistema);

L_{sv} lunghezza vera del sistema (se posseduta);

$N_{L_{sv}}$ fattore di controllo binario della lunghezza reale: è pari a 1 quando la lunghezza della rete è nota, è pari a zero in caso contrario;

$\mu_{L_{sv}}$ media aritmetica semplice delle lunghezze reali degli acquedotti (1'542,48km);

$c_{L_{sv}}$ "credibilità" associato alla $\mu_{L_{sv}}$; questo peso dipende dalla dispersione maggiore o minore delle lunghezze degli "acquedotti" intorno al valore medio e vale 0,2670;

$N_{L_{ss}}$ fattore di controllo binario della lunghezza stimata⁹: è pari a 1 quando la lunghezza della rete è nota, è pari a zero in caso contrario;

μ_c media aritmetica semplice dei rapporti delle lunghezze dei campioni studiati rispetto alle lunghezze complessive dei sistemi; questo fattore entra in gioco se non si è certi che il sistema esaminato sia stato esaminato per intero ed è stato ricavato da una analisi statistica; esso è pari a 0,5730;

c_c "credibilità" associata alla μ_c ; questo peso dipende dalla maggiore o minore dispersione dei dati che hanno contribuito al calcolo della μ_c ed è pari a 0,5428;

N_c fattore di controllo binario dell'analisi parziale del sistema. Se è stata analizzata soltanto una parte del sistema è pari a 1, in caso contrario si annulla;

μ_U media aritmetica semplice del numero di reti reali esaminate appartenenti ad una utility; viene utilizzato in caso di una utility di cui non si conosca la lunghezza né il numero di "acquedotti" che la costituisce; esso è pari a 16,25;

c_U "credibilità" associata alla μ_U ; questo peso dipende dalla maggiore o minore dispersione dei dati che hanno contribuito al calcolo della μ_U ed è pari a 0,3640;

N_U fattore di controllo binario della presenza di una utility. Esso risulta 1 se non viene fornito il numero delle reti esaminate, 0 se è stato fornito.

In genere i fattori di controllo binario sono esponenti pari a 0 o a 1. Se sono pari a 0 la potenza considerata vale comunque 1 e ciò implica che essa non viene presa in considerazione; se sono uguali a 1 la potenza considerata assume proprio l'espressione rappresentata e ciò implica che essa viene presa in considerazione.

Con la (5.5) è possibile assegnare la lunghezza da assumere di caso in caso per il calcolo del peso. Valutazioni più dettagliate sono a seguire.

⁹ Si definisce che $N_{L_{sv}} + N_{L_{ss}} = 1$

Caso della mancanza del dato Periodo di Osservazione.

In questa situazione valgono considerazioni non dissimili dalle precedenti, ma la situazione stessa è nel complesso molto più semplice:

$$t_{L_s} = (t)^{(N_{t_v})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{t_s})} \quad (5.6)$$

dove:

- t_{L_s} periodo di osservazione finale da introdurre nel peso. È qui il caso di precisare che avendo ipotizzato che la finestra temporale di osservazione sia indipendente dalla scala di misura adoperata (sistema rete/reti o condotte), in breve si ritiene sostanzialmente che il periodo di osservazione sia uguale sia a scala di rete, sia a scala di condotta, ovvero che: $t = t_{L_s} = t_{\ell_c}$ ¹⁰;
- t periodo di osservazione reale;
- N_{t_v} fattore di controllo binario relativo alla conoscenza del tempo reale, è pari a 1 se il periodo è conosciuto, è pari a zero se sconosciuto;
- μ_t media aritmetica dei tempi di osservazioni reali; entra in gioco quando il periodo di osservazione reale non è conosciuto (9,20 anni);
- c_t credibilità associata alla μ_t ; questo peso dipende dalla maggiore o minore dispersione dei dati che hanno contribuito al calcolo della μ_t ed è pari a 0,5237;
- N_{t_s} fattore di controllo binario relativo alla stima della finestra temporale, è pari a 1 se il periodo è stato stimato, a zero se era già conosciuto¹¹;

Caso della mancanza sia del dato di Lunghezza che del dato del Periodo di Osservazione

In questo caso occorre effettuare il prodotto delle due espressioni precedenti, con un'unica precisazione. In tale prodotto compaiono sia il prodotto dei due fattori $\mu_{L_{sv}}$ e μ_t sia il prodotto dei due fattori $c_{L_{sv}}$ e c_t : in questo caso tali prodotti, che dovrebbero valere 14'559 e 0,1398, vengono invece assunti rispettivamente pari a 11'979 e 0,1782, a seguito di una analisi più globale del sistema. Si passa adesso ad una analisi più dettagliata della teoria che ha generato i risultati precedenti.

Se di un sistema si posseggono i tassi di rottura ma non si possiede la corrispondente lunghezza, è necessario stimarla.

Come si diceva in precedenza nel calcolo della stima del valore medio di una rete/sistema sono intervenute anche pubblicazioni per le quali non erano utilizzabili i valori dei tassi di rottura (perché eventualmente stimati (perché stimate le rotture o ancora stimate le lunghezze).

Rotture vere erano state riferite a lunghezze ipotetiche di una rete ideale.

Laddove invece i tassi di rottura erano stimati ma la rete era reale, le sue informazioni in termini di lunghezza hanno contribuito alla stima del valore finale.

In maniera analoga, un ragionamento simile può estendersi anche alla valutazione del tempo medio di osservazione.

¹⁰ Nella precedente si può direttamente sostituire al posto di t_{L_s} , t

¹¹ Si definisce che $N_{t_v} + N_{t_s} = 1$

Individuate le pubblicazioni, cartelle dalle quali era possibile ricavare informazioni di lunghezza, di tempo o di entrambi, ad esse è stata applicata una tecnica di teoria degli errori semplice, ricavando il valore medio, la deviazione standard mediante la tecnica dell'N-1.

Per esse si è voluta valutare anche una corrispondente credibilità.

Qui per semplicità di esposizione si tratta la tecnica applicata alla lunghezza L_s in maniera analoga si sono trattate anche le stime relative al tempo t e al prodotto $L \cdot t$.

$$\mu_{L_{sv}} = \frac{\sum_{i=1}^s L_{sv_i}}{\sum_{i=1}^s i}; \quad \mu_t = \frac{\sum_{j=1}^p t_j}{\sum_{j=1}^p j}; \quad \mu_{L_{sv} \cdot t} = \frac{\sum_{k=1}^{s \cdot p} L_{sv_k} \cdot t_k}{\sum_{k=1}^{s \cdot p} k}; \quad (5.7)$$

$$\sigma_{L_{sv}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^s [(L_{sv_i} - \mu_{L_{sv}})]^2}{(s-1)}}; \quad \sigma_t = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^p [(t_j - \mu_t)]^2}{(p-1)}}; \quad \sigma_{L_{sv} \cdot t} = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{s \cdot p} [(L_{sv_k} \cdot t_k - \mu_{L_{sv} \cdot t})]^2}{(s \cdot p - 1)}} \quad (5.8)$$

A partire dalla (5.7) e dalla (5.8), si è stimata anche la corrispondente credibilità.

La credibilità di un dato è necessariamente legata alla sua varianza.

Più un dato è disperso e meno è credibile, meno è disperso e più risulta essere credibile.

In generale il reciproco della varianza rispecchia la nozione di credibilità.

In questa trattazione la credibilità è stata valutata in funzione dello scarto quadratico medio (deviazione standard) per ciascuno dei parametri precedenti ed è stata fornita dalla (5.9):

$$c_{L_{sv}} = \frac{1}{e^{\left(\frac{\sigma_{L_{sv}}}{\mu_{L_{sv}}}\right)}}; \quad c_t = \frac{1}{e^{\left(\frac{\sigma_t}{\mu_t}\right)}}; \quad c_{L_{sv} \cdot t} = \frac{1}{e^{\left(\frac{\sigma_{L_{sv} \cdot t}}{\mu_{L_{sv} \cdot t}}\right)}} \quad (5.9)$$

Se non vi è dispersione e dunque il dato è quello vero la corrispondente credibilità risulta essere pari a 1, viceversa se il dato è fortemente disperso la credibilità tende a diminuire in maniera sensibile.

In questa fase dunque a scala di rete, il peso w può essere così espresso.

È, altresì, da aggiungere che talora il ricercatore segnala nella descrizione del lavoro specifico che trattasi di utility intesa come agglomerato di più acquedotti.

Talora viene ad essere specificata la lunghezza dell'intera utility (pur non conoscendo se sia stata indagata completamente o solo parzialmente), talora non si riporta la lunghezza della utility, bensì il numero medio di acquedotti di cui è costituita, talora non si possiedono nessuna delle due informazioni.

Al fine, di migliorare la stima e correggere dubbi, imperfezioni e dunque ricondursi quanto più possibile al valore <<vero>> dell'estensione del sistema considerato, sono state svolte parimenti indagini statistiche volte ad individuare da un lato il rapporto medio tra la lunghezza del campione e la lunghezza dell'acquedotto, nonché ad individuare il valore medio del numero di reti esaminate in una utility. Non bastava conoscere il valore medio delle reti di cui una utility è costituita ma di esse il valore medio di quelle esaminate. Si riportano le corrispondenti formulazioni analitiche nelle (5.10, 5.11, 5.12):

$$\mu_c = \frac{\sum_{c=1}^d P_c}{\sum_{c=1}^d c}; \quad \mu_u = \frac{\sum_{u=1}^m M_u}{\sum_{u=1}^m u} \quad (5.10)$$

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{\sum_{c=1}^d [(P_c - \mu_c)]^2}{(d-1)}}; \quad \sigma_u = \sqrt{\frac{\sum_{u=1}^m [(M_u - \mu_u)]^2}{(m-1)}}; \quad (5.11)$$

$$c_c = \frac{1}{e^{\left(\frac{\sigma_c}{\mu_c}\right)}}; \quad c_U = \frac{1}{e^{\left(\frac{\sigma_U}{\mu_U}\right)}}; \quad (5.12)$$

Si riportano di seguito i risultati finali:

Parametro	Dati	μ	σ	σ/μ	c
L	134	1'582,4816	2'089,7178	1,3205	0,2670
t	147	9,1959	5,9477	0,6468	0,5237
L*t	123	11'978,5803	20'663,1191	1,7250	0,1782
campione	33	0,5730	0,3501	0,6110	0,5428
U	8	16,2500	16,4208	1,0105	0,3640

Tabella 5.1 Sintesi degli indicatori statistici per l'assegnazione dei pesi

In definitiva, ragionando a scala di rete (e dunque di sistema), se l'estensione della rete e il periodo di osservazione sono conosciuti, immediatamente risulta conosciuto anche il loro prodotto, viceversa se uno dei due non è conosciuto, deve essere stimato. La stima conduce ad un valore medio della lunghezza del sistema pari a 1'582,48 km. Congiunto al valore medio di lunghezza viene fornito il valore di credibilità c_{L_s} ad esso associato (credibilità definita in precedenza).

Tale valore stimato prima di poter essere utilizzato in fase di calcolo del peso deve essere migliorato in funzione delle problematiche presentate in precedenza:

- il sistema è stato esaminato totalmente o parzialmente? Per ridurre questa incertezza viene usato il valore medio μ_{L_s} viene moltiplicato per un fattore medio μ_c e per uniformità di trattazione ad esso viene associata una corrispondente credibilità c_c . Si ricorda che μ_c rappresenta il valore medio dei rapporti tra la lunghezza esaminata di un sistema rispetto alla lunghezza complessiva del sistema stesso;
- il sistema rappresenta una utility? Se rappresenta con certezza una utility possono avvenire i seguenti casi:
 - 1) viene fornita la lunghezza vera dell'utility e non si possiedono informazioni relativamente al numero di reti di cui è costituita né al numero di reti esaminate (in tal caso non è necessario applicare un valore stimato di lunghezza);
 - 2) non viene fornita la lunghezza vera dell'utility, ma viene fornito sia il numero di reti totali di cui è costituita, sia il sottoinsieme delle reti esaminate (in tal caso è necessario applicare il valore stimato μ_{L_s} pre-moltiplicandolo per il numero di reti realmente esaminate);
 - 3) non viene fornita la lunghezza vera dell'utility e si possiedono informazioni relative al numero di reti di cui è costituita ma non al numero di reti esaminate (in tal caso è necessario assegnare il valore di lunghezza stimata μ_{L_s} con le corrispondenti correzioni e pre-moltiplicare il valore medio di lunghezza per il numero medio di reti esaminate stimato μ_U ed associare la corrispondente credibilità di correzione c_U);
 - 4) non viene fornita la lunghezza vera dell'utility e si possiedono informazioni relative al numero di reti esaminate ma non al numero di reti di cui è costituita (in tal caso è necessario assegnare il valore di lunghezza stimata μ_{L_s} con le corrispondenti correzioni e pre-moltiplicare il valore medio di lunghezza per il numero di reti realmente esaminate);

- 5) non viene fornita la lunghezza vera dell'utility e non si possiedono informazioni relativamente al numero di reti esaminate e al numero di reti di cui è costituita (in tal caso è necessario assegnare il valore di lunghezza stimata μ_{L_s} con le corrispondenti correzioni e pre-moltiplicare il valore medio di lunghezza per il numero medio di reti stimate μ_U e con la corrispondente credibilità c_U);

Per ciascuno dei casi precedenti ci si può però chiedere se la lunghezza (vera o stimata) sia stata esaminata completamente o parzialmente e viceversa.

Le situazioni illustrate tendono ad influenzarsi reciprocamente.

Al fine di unificare le descrizioni precedenti, si riporta sotto forma analitica la sintesi dei ragionamenti. A partire dalla (5.5) che si ripropone di seguito e si descrive nuovamente, si ottiene:

$$L_s = (L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_{L_{sv}} \cdot c_{L_{sv}})^{(N_{L_{ss}})} \cdot (\mu_c \cdot c_c)^{(N_c)} \cdot (\mu_U \cdot c_U)^{(N_U)}$$

dove:

L_s lunghezza finale (vera o stimata del sistema);

L_{sv} lunghezza vera del sistema (se posseduta);

$\mu_{L_{sv}}$ media aritmetica semplice delle lunghezze reali dei sistemi;

$c_{L_{sv}}$ credibilità associata alla $\mu_{L_{sv}}$;

$N_{L_{sv}}$ fattore di controllo binario della lunghezza reale: è pari a 1 quando la lunghezza della rete è nota, è pari a zero in caso contrario;

$N_{L_{ss}}$ fattore di controllo binario della lunghezza stimata¹²: è pari a 1 quando la lunghezza della rete è nota, è pari a zero in caso contrario (la seconda s vuole ricordare che la lunghezza è stimata);

μ_c media aritmetica semplice dei rapporti delle lunghezze dei campioni studiati rispetto alle lunghezze complessive dei sistemi;

c_c credibilità associata alla μ_c ;

N_c fattore di controllo binario dell'analisi parziale del sistema. Se è stata analizzata una parte del sistema è pari a 1, in caso contrario si annulla;

μ_U media aritmetica semplice del numero di reti reali esaminate appartenenti ad una utility;

c_U credibilità associata alla μ_U ;

N_U fattore di controllo binario della presenza di una utility. Esso risulta 1 se non viene fornito il numero delle reti esaminate, 0 se è stato fornito.

In maniera analoga possiamo definire il periodo di osservazione della rete richiamando la (5.6):

$$t_{L_s} = (t)^{(N_{t_v})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{t_s})}$$

dove:

t_{L_s} periodo di osservazione finale da introdurre nel peso. È qui il caso di precisare che avendo ipotizzato che la finestra temporale di osservazione sia indipendente dalla scala di misura adoperata

¹² Si definisce che $N_{L_{sv}} + N_{L_{ss}} = 1$

(sistema rete/reti o condotte), in breve si ritiene sostanzialmente che il periodo di osservazione sia uguale sia a scala di rete, sia a scala di condotta, ovvero che: $t = t_{L_s} = t_{\ell_c}$ ¹³;

t periodo di osservazione reale;

N_{t_v} fattore di controllo binario relativo alla conoscenza del tempo reale, è pari a 1 se il periodo è conosciuto, è pari a zero se sconosciuto;

μ_t media aritmetica dei tempi di osservazioni reali;

c_t credibilità associata alla μ_t ;

N_{t_s} fattore di controllo binario relativo alla stima della finestra temporale, è pari a 1 se il periodo è stato stimato, a zero se era già conosciuto¹⁴;

In definitiva, il peso w_s da assegnare a scala di sistema/rete, sarà in generale espresso da:

$$w_s = L_s \cdot t \quad (5.13)$$

ed esplicitando si ottiene la (5.14):

$$w_s = (L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_{L_{sv}} \cdot c_{L_{sv}})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_c \cdot c_c)^{(N_c)} \cdot (\mu_U \cdot c_U)^{(N_U)} \cdot (t)^{(N_{t_v})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{t_s})} \quad (5.14)$$

È a questo punto necessario effettuare una precisazione precedentemente richiamata.

Sia nell'ambito della valutazione del peso a scala di rete, ma ciò sarà valido parimenti a scala di condotta, se dunque per un sistema o una sua parte (condotta) vengono stimati sia l'estensione, sia il periodo di osservazione, la (5.14) diviene:

$$\begin{aligned} w_s &= (\mu_{L_{sv}} \cdot c_{L_{sv}}) \cdot (\mu_c \cdot c_c)^{(N_c)} \cdot (\mu_U \cdot c_U)^{(N_U)} \cdot (\mu_t \cdot c_t) \\ &= (\mu_{L_{sv}} \cdot \mu_t) \cdot (c_{L_{sv}} \cdot c_t) \cdot (\mu_c \cdot c_c)^{(N_c)} \cdot (\mu_U \cdot c_U)^{(N_U)} \end{aligned} \quad (5.15)$$

Soffermando l'attenzione sui primi due fattori della produttoria, si pone che:

$$(\mu_{L_{sv}} \cdot \mu_t) \cdot (c_{L_{sv}} \cdot c_t) = \mu_{L_{sv} \cdot t} \cdot c_{L_{sv} \cdot t} \quad (5.16)$$

dove, però, risulta nell'analisi e nelle ipotesi di lavoro che:

$$\begin{aligned} \mu_{L_{sv} \cdot t} &\neq \mu_{L_{sv}} \cdot \mu_t \\ c_{L_{sv} \cdot t} &\neq c_{L_{sv}} \cdot c_t \end{aligned} \quad (5.17)$$

Si precisa che se devono essere stimati entrambi, i singoli valori di lunghezza e di tempo vengono assegnati separatamente mentre la corrispondente credibilità non viene ottenuta come prodotto delle credibilità, ma a partire dalla credibilità corrispondente alla serie studiata dei prodotti.

Riprendendo la (5.14), essa deve ulteriormente essere corretta sulla scorta della (5.16):

¹³ Nella precedente si può direttamente sostituire al posto di t_{L_s} , t

¹⁴ Si definisce che $N_{t_v} + N_{t_s} = 1$

$$w_s = (L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_{L_{sv}} \cdot c_{L_{sv}})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_c \cdot c_c)^{(N_c)} \cdot (\mu_U \cdot c_U)^{(N_U)} \cdot (t)^{(N_{iv})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{iv})}$$

$$w_s = [(L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot \mu_{L_{sv}}^{(N_{L_{sv}})} \cdot \mu_c^{(N_c)} \cdot \mu_U^{(N_U)} \cdot c_{L_{sv}}^{(N_{L_{sv}})} \cdot c_c^{(N_c)} \cdot c_U^{(N_U)}] \cdot [(t)^{(N_{iv})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{iv})}]$$

$$\begin{cases} \mu_{equ.} = \mu_{L_{sv}}^{(N_{L_{sv}})} \cdot \mu_c^{(N_c)} \cdot \mu_U^{(N_U)} \cdot \mu_t^{(N_{iv})} \\ c_{equ.} = c_{L_{sv}}^{(N_{L_{sv}})} \cdot c_c^{(N_c)} \cdot c_U^{(N_U)} \cdot c_t^{(N_{iv})} \end{cases}$$

Si specificano anche le credibilità per esteso introducendo un rapporto deviazione standard equivalente su media equivalente.

$$w_s = \mu_{equ.} \cdot c_{equ.} \cdot (L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (t)^{(N_{iv})} \quad (5.18)$$

ponendo:

$$\xi = \mu_{equ.} \cdot c_{equ.}$$

si ottiene la (5.19):

$$w_s = \xi \cdot (L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (t)^{(N_{iv})} \quad (5.19)$$

Tutti i fattori di correzione successivi vengono ad essere inglobati nel coefficiente ξ . L'ultima equazione (5.19) rappresenta l'espressione finale del peso relativo ad un sistema.

5.2.5. Calcolo e stima del peso a scala di condotta

Una volta che si sia giunti all'assegnazione di una lunghezza a livello di sistema ("acquedotto" o "utility" che sia), può capitare che sia possibile ed utile suddividere ulteriormente la lunghezza stessa a livello di condotta.

Ciò può già essere presente nel dato fornito in letteratura, oppure può essere effettuato con metodi statistici in relazione ai soli parametri Diametro, Età, Materiale.

Forse è opportuno precisare ulteriormente il significato dell'assegnazione delle lunghezze a livello di condotta. Supponiamo, tanto per fissare le idee, che una pubblicazione fornisca i valori dei tassi di rottura riscontrati in un certo acquedotto suddivisi in funzione del diametro delle condotte interessate. In tal modo questo potrebbe ad esempio generare, diciamo, 20 dati distinti (un dato per ciascuno dei 20 diametri distinti presenti in acquedotto). In tal caso ciascuno dei 20 tassi di rottura disponibili, oltre che essere collegato ad un determinato diametro, deve essere dotato di un proprio specifico peso (a partire dalla conoscenza di lunghezza e periodo di osservazione relativi alle condotte di quell'acquedotto e del diametro di volta in volta considerato).

A tal fine, facendo riferimento alla lunghezza, o tale lunghezza viene direttamente fornita dalla pubblicazione, oppure deve essere ricavata con metodologie statistiche (ed allora si parla di assegnazione delle lunghezze a livello di condotta). In pratica, poiché a questo punto della assegnazione dei pesi ci si trova in una condizione in cui la lunghezza totale dell'acquedotto è nota o comunque è stata assegnata statisticamente già con tutti i pesi di riduzione opportuni, sarà sufficiente avere a disposizione la distribuzione frazionaria delle lunghezze tra i diversi diametri disponibili.

La stessa problematica può nascere in relazione all'età, ovvero in relazione al materiale della condotta. Altri parametri non possono essere presi in considerazione, come sarà meglio precisato nel prosieguo di questa parte della Tesi in grassetto.

Tornando allora sul problema specifico della distribuzione frazionaria delle lunghezze in funzione del diametro, è stata svolta una indagine statistica al riguardo fra i dati di tutte le pubblicazioni disponibili, nelle quali fossero note le lunghezze (si osservi che, essendo note le lunghezze, i pesi di tutti questi dati possono essere considerati assegnati). I dati di distribuzione delle lunghezze con i diametri sono stati raggruppati in fasce di diametri di 100 mm ciascuna e sono stati divisi per 100 (larghezza della fascia) per ottenere la densità di probabilità di apparizione media nella fascia considerata. Si è così ottenuto un istogramma (con le ordinate in scala logaritmica) in cui ciascun rettangolo dell'istogramma ha un'altezza che rappresenta proprio la densità di probabilità media della fascia (figura 5.2).

Gli stessi dati sono stati riportati su un diagramma a dispersione in figura 5.3. Le ordinate sono le stesse (ma rappresentate in scala lineare), mentre le ascisse dei punti rappresentano le medie pesate dei diametri che hanno contribuito a ciascuna fascia (figura 5.3).

A questo punto si è fatta passare fra i punti una curva di espressione generica:

$$f(D) = a \cdot D \cdot e^{-k \cdot D} \quad (5.20)$$

Tale espressione è stata scelta con il criterio di farla tendere a 0 per $D=0$ e $D \rightarrow \infty$. Successivamente, dovendo questa curva rappresentare una densità di probabilità, si è imposto che il suo integrale da 0 a ∞ dovesse essere pari all'unità. Con questa imposizione è risultato $a=k^2$. Infine si è scelto l'unico parametro rimanente k con il metodo dei minimi quadrati pesati, ed è risultato $k=0,00951$, da cui:

$$f(D) = 9,51^2 \cdot 10^{-6} \cdot D \cdot e^{-9,51 \cdot 10^{-3} \cdot D} \quad (5.21)$$

A questo punto analogo ragionamento può essere espletato per la distribuzione in base alla età, ottenendo l'espressione finale:

$$f(A) = 3,07^2 \cdot 10^{-4} \cdot A \cdot e^{-3,07 \cdot 10^{-2} \cdot A} \quad (5.22)$$

Infine, invece, per quanto riguarda il materiale della condotta, non si è potuto ricorrere alla densità di probabilità, ma, essendo la variabile considerata discreta e non continua (sia pure con qualche approssimazione) si è dovuto fare uso della semplice probabilità.

L'analisi diretta dei dati, facendo una media pesata per ogni materiale delle lunghezze complessive presenti, porta alle percentuali finali rappresentate in figura 5.5 e in figura 5.6.

Altri tipi di statistiche in relazione ad altre variabili predittive (ad es. le pressioni, le abbondanze di pioggia, il tipo di terreno e così via) non sono state effettuate, semplicemente per la scarsità dei dati utilizzabili in tal senso, che avrebbero reso molto poco affidabili i risultati statistici ottenibili.

Una volta effettuate queste statistiche, esse sono state utilizzate per l'assegnazione delle lunghezze (e conseguentemente dei pesi).

Si determinano in definitiva tre casi possibili:

- 1) Il dato della lunghezza è già noto: non ci sono problemi.

- 2) **Il dato della lunghezza non è noto, ma sono disponibili i diametri, o le età, o i materiali, o anche coppie di tali informazioni se non addirittura tutte e tre. In questo caso è possibile, con tecniche opportune, estrarre da tali informazioni, sulla base delle densità di probabilità per i primi due dati o delle probabilità per l'ultimo, il tutto con gli eventuali accoppiamenti di informazione che si abbiano a presentare, dei valori verosimili per le lunghezze a partire dal valore (noto o assegnato) della lunghezza totale del sistema.**
- 3) **Il dato della lunghezza non è noto, e non sono disponibili né diametri, né età, né materiali. In tal caso non si hanno elementi di riferimento per le distribuzioni delle lunghezze. L'unico sistema utilizzabile allora è quello della divisione indiscriminata per il numero di casi presenti. Per capirsi, se per un acquedotto di nota o assegnata lunghezza vengono riportati dei tassi di rottura in relazione alle condotte che sono interrate di 1 m, a quelle che sono interrate di 75 cm, e a quelle che sono interrate di 50 cm (senza precisare le lunghezze dei tratti rispettivamente interrati di 100, 75, 50 cm) allora l'unica ipotesi fattibile è che le tre categorie di condotte assommino ciascuna a 1/3 della lunghezza totale.**

Tutte le operazioni da compiere sono spiegate con grande minuzia nel testo che segue nel paragrafo.

In compendio. Prima si introducono le lunghezze (note o assegnate) e i periodi di osservazione (noti o assegnati) a scala di rete. Successivamente le precedenti lunghezze vengono suddivise tra i diversi tratti di condotte interessate dalla presenza dei diversi parametri di volta in volta presi in considerazione e così si arriva alle lunghezze a scala di condotta; invece per i periodi di osservazione a scala di condotta si assumono direttamente i medesimi valori già assunti a scala di rete. In definitiva risultano disponibili sia le lunghezze che i periodi di osservazione a scala di condotta. Il loro prodotto genera il peso da assegnare al particolare dato di volta in volta considerato. E il problema della assegnazione dei pesi, almeno a questo livello fisico, risulta risolto nel modo più approfondito che i dati disponibili consentono.

L'assegnazione delle lunghezze a scala di condotta deve necessariamente passare attraverso una descrizione del data-base di letteratura tecnica.

Il data-base di letteratura tecnica risulta essere caratterizzato da differenti tipologie di aggregazione dei dati o in maniera simile delle pubblicazioni che in esso vengono inserite.

Prima di elencare e descrivere le varie tipologie aggregative, è altrettanto importante segnalare che i dati presentati nel data-base possono essere di due tipi in termini di correlazione con altri parametri:

1. Non correlati a nessun parametro (sono presenti eventualmente soltanto i tassi di rottura);
2. Correlati ad uno o più parametri.

La tipologia di correlazione deve però ulteriormente essere distinta in due sotto-categorie:

- 2.a. correlazione riferita ad un parametro definito primario;
- 2.b. correlazione riferita ad un parametro definito secondario.

Per parametro primario si intende un parametro che risultava essere presentato in contesto di letteratura scientifica e pertanto la sua correlazione rispetto al tasso di rottura può sostanzialmente definirsi e ritenersi diretta (perché sostanzialmente priva di ipotesi) e pertanto primaria.

Appartengono a questa prima categoria il diametro, il materiale, l'età e tutte le altre a meno fatta eccezione di quelle ricadenti nella seconda categoria.

I primi 3 parametri risultano fortemente significativi, la restante parte non spiccatamente significativa per la definizione di un criterio di distribuzione (essenzialmente a causa del numero di informazioni ragionevolmente utili per soddisfare obiettivi matematici di tal genere).

Una correlazione secondaria è definita quando il tasso di rottura risulta essere posto in correlazione con un parametro <<medio>> non specificamente riferito a quel determinato valore di tasso, ma riferito ad un contesto più allargato (a scala di rete) ma che in prima ipotesi si può ritenere, mediamente parlando, caratteristico di ogni singolo componente o parte della stessa rete (sistema).

Fanno parte di questa categoria ad esempio, la pressione media di esercizio della rete, la tipologia di terreno, il letto di posa, talora la profondità di posa, etc.

Si precisa, ulteriormente, che la distribuzione e l'assegnazione delle lunghezze a scala di condotta è stata eseguita rispetto a parametri primari e di notevole significatività statistica, rispetto ai quali si è voluta individuare una funzione di densità di probabilità che legasse la probabilità di apparizione di una determinata lunghezza rispetto al parametro diametro, al parametro materiale, al parametro età.

Si prescinde, pertanto, nella successiva trattazione da distribuzioni probabilistiche dell'estensione della rete in termini di pressione, terreno, condizioni stagionali e climatiche per le osservazioni precedenti. Ciò premesso, procediamo a descrivere le procedure per l'assegnazione della distribuzione delle lunghezze per le varie tipologie di aggregazione.

Sono state individuate 8 tipologie aggregative che vengono di seguito descritte.

- A. aggregazione per le quali è presente la lunghezza reale delle condotte;
- B. aggregazione non correlata a nessun parametro (si assegna il valore vero o stimato del sistema acquedotto e lo si divide per il numero delle righe dell'inserimento);
- C. aggregazione singola o multipla correlata a grandezze secondarie (si assegna il valore vero o stimato del sistema acquedotto e lo si divide per il numero delle righe dell'inserimento);
- D. aggregazione correlata ad una sola grandezza primaria (applicazione della corrispondente funzione densità di probabilità o probabilità).
- E. aggregazione multipla tra una primaria e una o più secondarie (devo dividere per la primaria (funzione densità di probabilità e/o probabilità corrispondente) e se si osserva uno *splittamento* anche su una variabile secondaria devo dividere per il numero delle righe di *splittamento*);
- F. aggregazione multipla tra più parametri primari con zero o più parametri secondari, *splittata* con tutte le combinazioni possibili sui vari parametri (vale la regola dei prodotti delle funzioni densità di probabilità e/o probabilità);
- G. aggregazione multipla <<indiretta¹⁵>> tra parametri primari con zero o più parametri secondari, parzialmente *splittata* sui vari parametri (vale la regola della distribuzione attraverso la funzione densità di probabilità).
- H. aggregazione multipla <<diretta>> tra parametri primari con zero o più parametri secondari, *splittata* con tutte le combinazioni possibili sui vari parametri (vale la regola dei prodotti delle funzioni densità di probabilità).

¹⁵ Diretta se fornita all'interno della pubblicazione, indiretta se costruita artificialmente esternamente al lavoro.

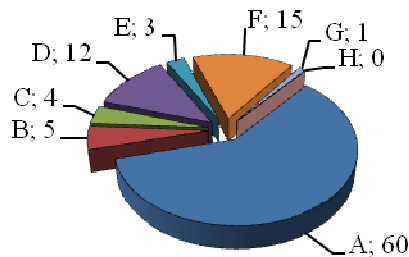


Figura 5.1 Distribuzione in percentuale delle varie tipologie aggregative presenti nel data-base.

A questo punto si osserva che il 60% del data-base presenta già le caratteristiche di lunghezze con dettaglio per condotta, non esistono casi legati alla tipologia H. Sono sostanzialmente da risolvere i casi legati alle tipologie (B, C, D, E, F, G).

Conosciuta la lunghezza reale della rete (o stimata) ed eventualmente (se trattavasi di utility) maggiorata del termine μ_c , si trattava a questo punto di individuare una funzione di densità di probabilità. In particolare, è stata calcolata una curva di probabilità che lega le lunghezze ai diametri e alle età, mentre un valore di probabilità per i materiali.

Spiegazione del procedimento

Sono state estratte dal data-base tutte quelle righe che contenevano informazioni reali relativamente alla lunghezza delle condotte correlate esclusivamente con uno dei tre parametri primari considerati scelti, nella fattispecie o solo il diametro, o solo l'età, o solo il materiale. Un'estrazione orientata ad esaminare quelle lunghezze che contenevano contemporaneamente tutte le precedenti informazioni è stata ritenuta poco ragionevole essendo la numerosità dei dati utilizzabili scarsamente significativa e povera in ambito di valutazione di una curva generale di distribuzione.

Questa tipologia di estrazione deve essere inquadrata in una ipotesi di lavoro di questo tipo.

Estrazione lunghezze-diametro. Questa estrazione vuole intendere la costruzione di una utopica ed ideale rete acquedottistica mondiale (dal momento che i dati di cui è costituito il data-set provengono da tutto il globo terrestre).

Si ipotizza che le caratteristiche di lunghezza in correlazione con il diametro, fortemente disaggregate perché provenienti da contesti geografici diversi, siano una volta aggregate caratterizzanti e peculiari, mediamente parlando, di una qualsivoglia rete.

La rete ideale-mondiale costituita di pezzetti di acquedotti locali, viene ad esser inquadrata come rappresentativa del puntuale.

Viene operata una duplice trasformazione mentale. Dalla disaggregazione locale delle singole condotte, si approda ad un'aggregazione globale a scala di rete.

Le parti dapprima disaggregate e caratterizzate da limitata rappresentabilità della probabilità di apparizione di un diametro in termini di lunghezza per acquedotti simili, acquistano successivamente all'aggregazione nell'acquedotto utopico mondiale, attributo di significatività e si candidano ad essere utilizzate quali elementi di riferimento per i calcoli successivi.

Si indichi con ℓ_{c_D} la lunghezza vera¹⁶ della singola condotta riferita ad un generico diametro D in seguito all'estrazione. Le singole ℓ_{c_D} provengono da pubblicazioni, come detto in precedenza, per le quali era ulteriormente nota anche la lunghezza L_{sv} . Ordinate, successivamente per diametro, si è calcolata la lunghezza $L_{s.m.u./D}$ definita come la lunghezza complessiva del sistema acquedotto ideale (u sta per utopico) che è risultata essere pari a 42'230 km.

La fase successiva ha riguardato l'accorpamento per ogni valore distinto del diametro D \in [20:1'350]; nell'intervallo sono presenti y diametri distinti e dunque y valori distinti di lunghezza (y \in [1:q_D] con q pari a 92). Per ogni valore distinto del diametro, si è ricavato un corrispondente valore accorpato di lunghezza $\ell_{c_D}^{(a)}$. Si è successivamente valutato il termine:

$$i_{\ell_D} = \frac{\ell_{c_D}^{(a)}}{L_{s.m.u./D}} \quad (5.23)$$

dove con i_{ℓ_D} viene definita l'incidenza di quel diametro in termini di lunghezza sul sistema globale idealizzato. Naturalmente è verificato che:

$$\sum_{y=1}^{q_D} i_{\ell_{D_y}} = 1 \quad (5.24)$$

A questo punto si effettua un ulteriore raggruppamento operando questa volta sulle incidenze. Variando le basi del raggruppamento (intendendo per base, la fascia dei diametri considerata come passo del calcolo, in particolare si sono esaminate le fasce 50-100), si è scelta in definitiva quella base che ottimizzasse il procedimento di analisi.

La base di raggruppamento individuata è risultata essere quella con fasce di diametri di 100 mm. Viene quindi ricavato un $i_{\ell_{D-100}}$ e calcolato il corrispondente baricentro pesato della fascia dei diametri, adoperando come pesi le i_{ℓ_D} , in formula:

$$G_{D-100} = \frac{\sum_{y/100=1}^{q/100} (i_{\ell_{D_{y/100}}} \cdot D_{y/100})}{\sum_{y/100=1}^{q/100} (i_{\ell_{D_{y/100}}})} \quad (5.25)$$

y/100 vuole indicare che vengono presi tutti i diametri fino al 100 mm, poi tutti i diametri compresi tra il 100 mm e il 200 mm per un totale di 14 valori distinti (ne saranno visibili 12 perché in corrispondenza del 1'200 e del 1'300 mm il corrispondente valore di $i_{\ell_{D-100}}$ risulta nullo).

Di seguito viene presentato un diagramma ad istogramma dove in ordinata per un problema di scala viene riportato il $\log_{10}(i_{\ell_{D-100}})$ delle incidenze dei diametri raggruppati in banda 100 in termini di lunghezza sul sistema globale ideale e in ascissa sono riportate le corrispondenti bande di diametri.

Già a partire da questo diagramma ad istogramma è percettibile un andamento che mostrerebbe che le fasce di diametri più grandi presentano una minore incidenza in termini di lunghezza rispetto alla lunghezza del sistema mondiale globale utopico¹⁷.

¹⁶ Qui con il termine vera si vuole intendere che la lunghezza pubblicata all'interno di un lavoro si reputa priva di incertezze di qualsivoglia natura, la cui bontà ed affidabilità assume il valore massimo.

¹⁷ Questa riflessione viene ad essere anche dimostrata dal fatto che l'83% delle reti esaminate risultano essere di distribuzione e/o adduzione/distribuzione. La stragrande maggioranza dei diametri considerati appartengono prevalentemente a reti di distribuzione. Se quanto individuato è in linea con questo elemento indiscutibile è altresì verosimile che spostandoci verso classi di diametri più grandi, la loro percentuale chilometrica tende a ridursi per tre ordini di motivi: 1) fattori di ordine economico; 2) fattori di ordine costruttivo; 3) sconfinamento in altri domini ingegneristici. Risulterebbe anti-economico

Maggiore chiarezza emerge quando si riportano in ascissa i baricentri degli istogrammi.

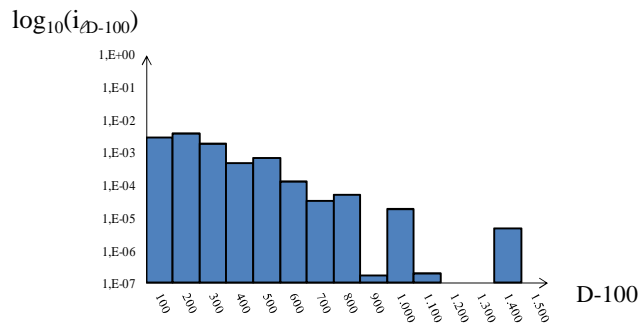


Figura 5.2 Istogramma dei logaritmi decimali delle incidenze delle lunghezze in funzione della banda dei diametri 100.

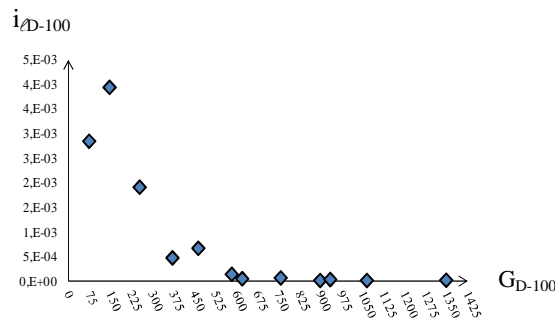


Figura 5.3 Diagramma a dispersione delle incidenze delle lunghezze in funzione del diametro medio ponderato.

Da questo diagramma a dispersione sono riportate in ordinata in scala naturale i valori delle incidenze chilometriche dei diametri sul complesso dell'intera rete, mentre in ascissa il valore ponderato del diametro per la fascia di 100. Si osserva un andamento decisamente decrescente delle incidenze al crescere del valore del baricentro delle fasce successive. Si pone a questo punto della trattazione il problema di dover scegliere una funzione matematica di idonea struttura.

L'ipotesi di lavoro viene ad essere in questo modo formulata. Si introduce una funzione che tenda a zero sia per diametro nullo, sia per diametro straordinariamente grande.

La prima ipotesi è strettamente connessa all'indagine di ricerca svolta nell'ambito di questa Tesi di Dottorato. L'indagine vuole descrivere il processo di deterioramento delle condotte acquedottistiche.

Nell'indagine è emerso che il valore limite inferiore dei diametri riscontrato e studiato in letteratura tecnica risulta essere pari a 20 mm.

Non sono state individuate condotte di diametro più piccolo. L'assenza di condotte di diametro inferiore, è fortemente da attribuire al fatto che condotte di simile diametro non rientrano più nel campo classico di definizione di un acquedotto interno di distribuzione.

Diametri inferiori a 2 cm, dell'ordine di qualche frazione di pollice dovrebbero corrispondere ad elementi costituenti gli impianti interni degli edifici: allacci, montanti esterne, tubazioni per il trattamento idro-sanitario, tubazioni di riscaldamento, etc., le quali non possono più essere inquadrare in uno schema acquedottistico, sia per quanto concerne la natura gestionale e manutentiva delle stesse, sia per quanto concerne i fenomeni e i meccanismi di deterioramento delle stesse.

In tale ottica, è certamente credibile e ragionevole ritenere che per diametri sostanzialmente molto piccoli, l'incidenza della loro lunghezza sul totale della rete possa decrescere fino al limite annullarsi per un diametro teorico-matematico nullo.

progettare e costruire diametri straordinariamente grandi e contemporaneamente gli stessi esulerebbero dal contesto qui indagato, cioè acquedottistico, per migrare verso nuovi domini dell'ingegneria idraulica (sistemi fognari, oleodotti, etc.).

In linea parallela e non dissimile al ragionamento precedente e alle note a piè di pagina della pagina precedente, una logica di riduzione della probabilità di esistenza in rete è associabile anche ai diametri più grandi. Sostanzialmente è da ritenere che i diametri maggiori di 1 metro, siano parti localizzate e puntuali dei sistemi di approvvigionamento e che per quanto tali ricadano solo marginalmente nel contesto descrittivo e di studio di questa ricerca.

Oltretutto diametri di un valore esagitato, fatte le dovute eccezioni, non potrebbero più neppure considerarsi facenti parte di un acquedotto in senso lato.

Come nel caso precedente, anche in questa circostanza, è da ritenere che man mano che il diametro aumenta, il suo campo di applicabilità varia, uscendo dagli schemi canonici e classici dell'indagine acquedottistica ed approdando a nuovi domini infrastrutturali, ad esempio impianti idroelettrici, sistemi fognari, etc, campi che naturalmente non ricadono nel modo più assoluto in questa ricerca.

Ad un aumento ulteriore del diametro, è ragionevole ipotizzare che la probabilità di individuare una corrispondente lunghezza in un qualsivoglia sistema di infrastrutture possa tendere a zero.

L'annullamento della lunghezza viene ad essere ulteriormente spiegato dal fatto che progettare e costruire diametri di dimensioni elevate non è conveniente da un punto di vista soprattutto economico.

Pertanto, l'esistenza di diametri straordinariamente e fantasiosamente grandi è da ritenersi una estrapolazione mentale socio-filosofica che conduce alla riflessione finale che per un assegnato valore di diametro, non ben definito in questa sede, ma certamente individuabile attraverso un'analisi trasversale condotta su più sistemi dalle disparate caratteristiche, è da considerarsi non verificata.

In altri termini, è ragionevole e plausibile ammettere che per un valore pre-determinabile, non esistano condotte di quei diametri e direttamente non esistano porzioni o parti di sistema a cui corrispondano lunghezze. La probabilità di individuare condotte siffatte è certamente nulla. Una curva che possa rispondere ad esigenze di questo natura è stata individuata nella seguente struttura matematica (già richiamata nella (5.20)):

$$f(D) = a \cdot D \cdot e^{-k \cdot D}$$

$f(D)$ è da intendersi come funzione densità di probabilità, cioè essa risulta rappresentare il tasso con cui cresce la funzione di distribuzione di probabilità cumulata al variare dell'intervallo selezionato. L'area sottesa da questa funzione così definita deve risultare pari all'unità, probabilisticamente parlando. Pertanto, deve avvenire che:

$$\int_0^{+\infty} f(D) dD = 1 \quad (5.26)$$

che risulta pari:

$$\int_0^{+\infty} f(D) dD = \int_0^{+\infty} (a \cdot D \cdot e^{-k \cdot D}) dD \quad (5.27)$$

risolvendo l'integrale si ottiene:

$$\int_0^{+\infty} (a \cdot D \cdot e^{-k \cdot D}) dD = \left[-\frac{a \cdot D}{k} \cdot e^{-k \cdot D} \right]_0^{+\infty} - \int_0^{+\infty} \left(-\frac{a}{k} \cdot e^{-k \cdot D} \right) dD \quad (5.28)$$

$$\int_0^{+\infty} \left(\frac{a}{k} \cdot e^{-k \cdot D} \right) dD = \frac{(-a)}{k^2} \cdot [e^{-k \cdot D}]_0^{+\infty} = \frac{a}{k^2} = 1 \quad (5.29)$$

Applicando il teorema di risoluzione degli integrali per decomposizione in parti, si viene a determinare un coefficiente della curva in funzione dell'altro. In particolare, sostituendo, si ha:

$$f(D) = k^2 \cdot D \cdot e^{-k \cdot D} \quad (5.30)$$

Attraverso una tecnica iterativa di assegnazione del valore di primo tentativo del coefficiente k al data set di punti rappresentati in figura 5.3 e calcolando successivamente l'errore medio quadratico commesso sui dati, si è individuato in tal modo quel valore di k che minimizzava l'errore medio quadratico, arrestando l'iterazione per un valore di k con almeno tre cifre decimali significative.

Il valore ottimale individuato per k è risultato pari a 0,00951.

Si precisa che il calcolo dell'errore quadratico medio è avvenuto mediante l'ausilio di una tecnica approssimata dell' N e non dell' $N-1$ in questo caso. La scrittura finale della funzione densità di probabilità in relazione al diametro risulta in definitiva la (5.21) (come già riportato nella sintesi iniziale) pari a:

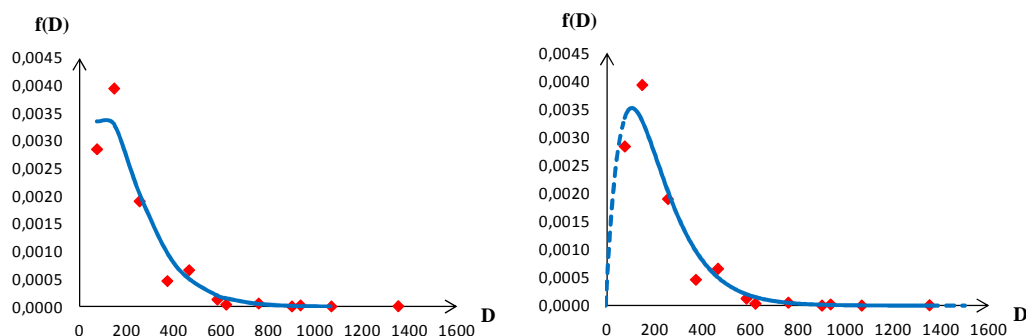
$$f(D) = 9,51^2 \cdot 10^{-6} \cdot D \cdot e^{-9,51 \cdot 10^{-3} \cdot D}$$

A questo punto individuata la curva di distribuzione di probabilità (curva densità di probabilità) il calcolo delle lunghezze delle condotte per assegnato diametro può avvenire nel seguente modo.

Nota la lunghezza del sistema (sia essa reale o stimata e opportunamente corretta secondo le prescrizioni riportate nei paragrafi precedenti) rispetto alla quale è necessario individuare la distribuzione delle lunghezze a scala di condotta, si può matematicamente operare nel seguente modo.

La $f(D)$ risulta essere sostanzialmente una probabilità di apparizione di una lunghezza rispetto ad un determinato diametro. Si pone: $f(D) = p(D)$.

Nel prosieguo della trattazione indicheremo direttamente tale probabilità con $f(D)$. Ora la precedente $f(D)$ risulta essere la manifestazione matematica di una curva di probabilità continua e non discreta che per estrapolazione può essere applicata a tutti i diametri ricadenti nei vari intervalli che costituiscono i sistemi rispetto ai quali distribuire le lunghezze delle condotte (vedi fig. 5.4).



**Figura 5.4 Rappresentazione grafica della funzione densità di probabilità $f(D)$.
A sinistra viene riportata la curva sperimentale, a destra la curva estrapolata.**

Dalla curva matematica si ottiene che la massima probabilità di apparizione si registra per il valore di 115 mm, sui dati di partenza si registrava per il valore di 200 mm (naturalmente in quel caso si parlava di classi ovvero per un valore ricadente nell'intervallo 100-200 mm).

Se esistono infiniti diametri, esisteranno di conseguenza infinite condotte di determinata lunghezza, la cui sommatoria integrale deve necessariamente essere pari alla lunghezza del sistema (reale o stimata). Una realtà acquedottistica, è, invece, caratterizzata da un numero finito di diametri e pertanto da un numero finito di condotte n_c di determinata lunghezza.

Ora nella trattazione n_c risulta diverso da infinito, l'integrale deve necessariamente trasformarsi in una sommatoria estesa ad un numero finito di termini e quindi ad una sommatoria discreta e non continua e il soddisfacimento che tale sommatoria risulti essere unitaria (lavorando sempre nel campo delle probabilità), può essere ottenuto relativizzando i valori di densità di probabilità rispetto alla loro somma. In definitiva accade che:

$$\int_0^{+\infty} f(D) dD = 1; \quad \sum_{i=1}^{n_c} f(D)_i \neq 1; \quad \sum_{i=1}^{n_c} \frac{f(D)_i}{\sum_{i=1}^{n_c} f(D)_i} = 1 \Rightarrow \sum_{i=1}^{n_c} f_r(D)_i = 1 \quad (5.31)$$

ma si può ancora osservare che:

$$\begin{aligned} L &= \sum_{i=1}^{n_c} \ell_{ci} \\ \ell_{ci} &= f_r(D)_i \cdot L \\ L &= \sum_{i=1}^{n_c} f_r(D)_i \cdot L = L \cdot \sum_{i=1}^{n_c} f_r(D)_i \Rightarrow \sum_{i=1}^{n_c} f_r(D)_i = 1 \end{aligned} \quad (5.32)$$

In questo modo si viene a determinare la lunghezza a scala di condotta prendendo a riferimento una distribuzione in funzione dei soli diametri.

Il procedimento fino ad adesso mostrato, può essere parimenti illustrato per l'individuazione di una funzione densità di probabilità che tenga conto della distribuzione in funzione dell'età.

Estrazione lunghezze-età. Sono state estratte dal data-base tutte quelle righe che contenevano informazioni reali relativamente alla lunghezza delle condotte correlate esclusivamente con la sola età.

Questa estrazione vuole intendere la costruzione di una utopica ed ideale rete acquedottistica mondiale (dal momento che i dati di cui è costituito il data-set provengono da tutto il globo terrestre).

Si ipotizza che le caratteristiche di lunghezza in correlazione con l'età, fortemente disaggregate perché provenienti da contesti geografici diversi, siano una volta aggregate caratterizzanti e peculiari, mediamente parlando, di una qualsivoglia rete.

La rete ideale-mondiale costituita di pezzetti di acquedotti locali, viene ad esser inquadrata, anche in questo caso, come rappresentativa del livello globale.

Viene operata una duplice trasformazione mentale.

Dalla disaggregazione locale delle singole condotte, si approda ad un'aggregazione globale a scala di rete. Le parti dapprima disaggregate e caratterizzate da limitata rappresentabilità della probabilità di apparizione di un diametro in termini di lunghezza per acquedotti simili, acquistano successivamente all'aggregazione nell'acquedotto utopico mondiale, attributo di significatività e si candidano per essere utilizzate quali elementi di riferimento per i calcoli successivi.

Si indichi con ℓ_{c_A} la lunghezza vera¹⁸ della singola condotta riferita ad una generica età A in seguito all'estrazione. Le singole ℓ_{c_A} provengono da varie pubblicazioni, come detto in precedenza.

Ordinate, successivamente per età, si è calcolata la lunghezza $L_{s.m.u./A}$ definita come la lunghezza complessiva del sistema acquedotto ideale (u sta per utopico) che è risultata essere pari a 78'382,5 km.

La fase successiva ha riguardato l'accorpamento per ogni valore distinto di età $A \in [0:128]$; nell'intervallo sono presenti x età distinte e dunque x valori distinti di lunghezza ($x \in [1:q_A]$ con q_A pari a 124). Per ogni valore distinto dell'età, si è ricavato un corrispondente valore accorpato di lunghezza $\ell_{c_A}^{(a)}$. Si è successivamente valutato il termine:

$$i_{\ell_A} = \frac{\ell_{c_A}^{(a)}}{L_{s.m.u./A}} \quad (5.33)$$

dove i_{ℓ_A} viene definita l'incidenza di quell'età in termini di lunghezza sul sistema globale idealizzato. Naturalmente è verificato che:

¹⁸ Qui con il termine vera si vuole intendere che la lunghezza pubblicata all'interno di un lavoro si reputa priva di incertezze di qualsivoglia natura, la cui bontà ed affidabilità assume il valore massimo.

$$\sum_{y=1}^{q_A} i_{\ell_{A_y}} = 1 \quad (5.34)$$

A questo punto si effettua un ulteriore raggruppamento operando questa volta sulle incidenze. Variando le basi del raggruppamento (intendendo per base, la fascia di età considerata come passo del calcolo, in particolare si sono esaminate le fasce per 5, 10, 20 anni), si è scelta in definitiva quella base che ottimizzasse il procedimento.

La base di raggruppamento individuata è risultata essere quella con fasce di età di 10 anni. Viene quindi ricavato un $i_{\ell_{A-10}}$ e calcolato il corrispondente baricentro pesato della fascia delle età, adoperando come pesi le i_{ℓ_A} , in formula:

$$G_{A-10} = \frac{\sum_{x/10=1}^{q_{A-10}} (i_{\ell_{A_{x/10}}} \cdot A_{x/10})}{\sum_{x/10=1}^{q_{A-10}} (i_{\ell_{A_{x/10}}})} \quad (5.35)$$

$x/10$ vuole indicare che vengono prese tutte le età fino a 10 anni, poi tutte le età comprese tra 10 anni e 20 anni per un totale di 13 valori distinti (ne saranno visibili 11 perché in corrispondenza della fascia di 110 e 120 anni il corrispondente valore di $i_{\ell_{A-10}}$ risulta nullo).

Di seguito viene presentato un diagramma ad istogramma dove in ordinata per un problema di scala viene riportato il $\log_{10}(i_{\ell_{A-10}})$ delle incidenze delle età raggruppate in banda 10 in termini di lunghezza sul sistema globale ideale e in ascissa sono riportate le corrispondenti bande per età.

Già a partire da questo diagramma ad istogramma è percettibile un andamento che mostrerebbe che le fasce di età più grandi presentano una minore incidenza in termini di lunghezza rispetto alla lunghezza del sistema mondiale globale utopico. Maggiore chiarezza emerge quando si riportano in ascissa i baricentri degli istogrammi.

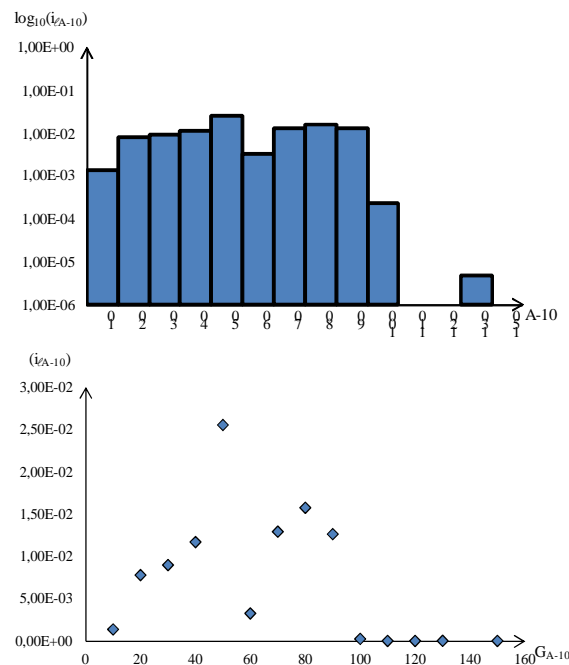


Figura 5.5 Istogramma della distribuzione delle lunghezze per età. In alto viene riportato in scala logaritmica, in basso in scala naturale.

Da questo diagramma a dispersione dove sono riportate in ordinata in scala naturale (destra) i valori delle incidenze chilometriche delle età sul complesso dell'intera rete, mentre in ascissa il valore ponderato dell'età per la fascia di 10 anni, si osserva un andamento decisamente decrescente delle incidenze al crescere del valore del baricentro delle fasce successive.

Si pone a questo punto della trattazione, il problema di dover scegliere una funzione matematica di idonea struttura. L'ipotesi di lavoro viene ad essere in questo modo formulata. Si introduce una funzione che tenda a zero sia per età nulla, sia per età straordinariamente grande.

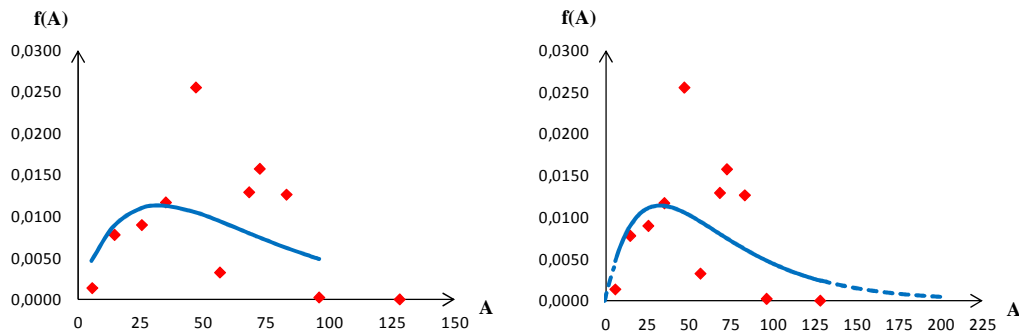


Figura 5.6 Rappresentazione grafica della funzione densità di probabilità $f(A)$. A sinistra viene riportata la curva sperimentale, a destra la curva estrapolata.

La struttura matematica ipotizzata ed utile per la funzione densità di probabilità in relazione alle età, è la stessa struttura teorizzata per il legame con il diametro.

La curva siffatta ammette valore nullo di lunghezza in corrispondenza dell'età nulla.

Ciò equivale ad ammettere che sostanzialmente *attualmente (perché la curva distribuzione di probabilità in termini di età deve essere anche vista come una fotografia istantanea della situazione attuale), non si sta investendo nella costruzione e/o sostituzione di acquedotti, o sue parti.*

Contemporaneamente ammettere che all'aumentare dell'età, condotte che presentano età elevate abbiano scarsa probabilità di apparizione sul sistema in termini di lunghezza, significa principalmente stabilire che le porzioni più invecchiate del sistema (porzioni che oggi presentano più 100 anni) siano state progressivamente sostituite e che la loro presenza sia alquanto trascurabile nonché il loro contributo praticamente assente nel calcolo della lunghezza totale del sistema.

È, altresì, da precisare, che talora, erano presenti dati che riportavano direttamente l'età di una condotta o di un sistema correlandolo alle sue rotture, talvolta il valore dell'età di quella condotta è stato ricostruito a partire dagli altri dati disponibili (anno di indagine, anno di pubblicazione del lavoro ed è stato associato in maniera indiretta quel valore di età).

Più precisamente talora era presente l'anno di posa, e il valore di età è stato ottenuto come differenza tra l'anno di pubblicazione del lavoro e l'anno di posa, altre volte si è individuato un valore medio dell'anno di posa e si è effettuata la differenza rispetto all'anno in cui si voleva conoscere l'età (i due casi precedenti risultano essere molto trascurabili e la loro presenza nel DataBase stesso risulta essere minima e minoritaria).

Tanto premesso, proseguendo con il ragionamento precedente significa anche ammettere che se da un lato si ipotizza che non vi siano condotte o porzioni di sistema ad età zero e che quindi non sia presente mediamente nel mondo una politica mirata ad investimenti negli acquedotti, dall'altra la riduzione e/o l'azzeramento delle lunghezze più vecchie del sistema suscita e stimola il pensiero che marginalmente tali investimenti siano tesi a politiche gestionali di abolizione delle condotte più deteriorate perché più <<anziane>> rispetto alle quali non convenga più applicare una programmazione manutentiva perché non più economicamente vantaggiosa.

La <<fotografia>> della parte destra della curva (condotte con elevati valori di età) viene ad essere compatibile con la fotografia della parte sinistra della curva (condotte con bassi se non nulli valori di età). È, altresì, da aggiungere, che questi discorsi devono essere intesi in senso medio. Ci saranno regioni nel mondo dove le politiche di gestione delle infrastrutture idriche sono fortemente rilanciate e vivaci, altre regioni dove le politiche di management e di rinnovamento degli acquedotti non risultano nei primissimi posti dei programmi dei Governi di Stato. Pur tuttavia, c'è da ritenere che la fotografia

<<mediamente>> sia rappresentativa di quanto accade. Discorso parallelo è che laddove si è raggiunta una saturazione sociale dove non si prevedono forti incrementi demografici, le corrispondenti politiche di espansione urbanistica risultano essere minime se non assenti, (discorso contrario per i paesi in via di sviluppo, Cina, BIRC, paesi africani che si affacciano sul Mediterraneo).

D'altronde una gestione seria ed efficace dell'infrastruttura in zone dove non si avvertono stimoli espansionistici dovrebbe prevedere finanziamenti pubblici per il rinnovamento del costruito e non del costruibile. La curva inoltre fornisce anche una fotografia <<attuale>> della storia di costruzione degli acquedotti. Il massimo della curva viene raggiunto in corrispondenza dell'età di 33 anni. Tale valore detta un valore di confine. La curva globale può essere studiata come l'unione di due rami (uno sinistro) decrescente al diminuire dell'età, uno destro, decrescente all'aumentare dell'età.

Analizzando la struttura matematica utilizzata anche per la funzione densità di probabilità con l'età ed applicando il percorso di calcolo presentato nel precedente paragrafo, si è giunti alla finale formulazione (già presentata nella (5.22), che di seguito si ripropone:

$$f(A) = 3,07^2 \cdot 10^{-4} \cdot A \cdot e^{-3,07 \cdot 10^{-2} \cdot A}$$

Anche in questo caso, se esistono infiniti valori di età, esisteranno di conseguenza infinite condotte di determinata lunghezza, la cui sommatoria integrale deve necessariamente essere pari alla lunghezza del sistema (reale o stimata).

Una realtà acquedottistica, è, invece, caratterizzata da un numero finito di valori di età e pertanto da un numero finito di condotte n_{cA} di determinata lunghezza.

Ora nella trattazione n_{cA} risulta diverso da infinito, l'integrale deve necessariamente trasformarsi in una sommatoria estesa ad un numero finito di termini e quindi ad una sommatoria discreta e non continua e il soddisfacimento che tale sommatoria risulti essere unitaria (lavorando sempre nel campo delle probabilità), può essere ottenuto relativizzando i valori di densità di probabilità rispetto alla loro somma. In definitiva accade che:

$$\int_0^{+\infty} f(A) dA = 1; \quad \sum_{i=1}^{n_{cA}} f(A)_i \neq 1; \quad \sum_{i=1}^{n_{cA}} \frac{f(A)_i}{\sum_{i=1}^{n_{cA}} f(A)_i} = 1 \Rightarrow \sum_{i=1}^{n_{cA}} f_r(A)_i = 1 \quad (5.36)$$

ma si può ancora osservare che:

$$\begin{aligned} L_A &= \sum_{i=1}^{n_c} \ell_{cAi} \\ \ell_{cAi} &= f_r(A)_i \cdot L_A \\ L_A &= \sum_{i=1}^{n_c} f_r(A)_i \cdot L_A = L_A \cdot \sum_{i=1}^{n_c} f_r(A)_i \Rightarrow \sum_{i=1}^{n_c} f_r(A)_i = 1 \end{aligned} \quad (5.37)$$

In questo modo si viene a determinare la lunghezza a scala di condotta prendendo a riferimento una distribuzione in funzione delle sole età.

I ragionamenti precedenti sono stati parimenti applicati ad un'estrazione che legasse la disponibilità di informazione in termini di lunghezza a scala di condotta in funzione dell'informazione materiale.

Estrazione lunghezze-materiale. Questa estrazione vuole intendere la costruzione di una utopica ed ideale rete acquedottistica mondiale (dal momento che i dati di cui è costituito il data-set provengono da tutto il globo terrestre).

Si ipotizza che le caratteristiche di lunghezza in correlazione con il materiale (con i materiali presenti e disponibili), siano peculiari, mediamente parlando, di una qualsivoglia rete.

La rete ideale-mondiale costituita di pezzetti di acquedotti locali, viene ad esser inquadrata, anche in questo caso, come rappresentativa del globale.

Viene operata una duplice trasformazione mentale. Dalla disaggregazione locale delle singole condotte, si approda ad un'aggregazione globale a scala di rete.

Le parti dapprima disaggregate e caratterizzate da limitata rappresentabilità della probabilità di apparizione di un diametro in termini di lunghezza per acquedotti simili, acquistano successivamente all'aggregazione nell'acquedotto utopico mondiale, attributo di significatività e si candidano ad essere utilizzate quali elementi di riferimento per i calcoli successivi.

Si indichi con ℓ_{c_M} la lunghezza vera¹⁹ della singola condotta riferita ad un generico materiale in seguito all'estrazione. Le singole ℓ_{c_M} provengono da numerose pubblicazioni, come riportato anche nel precedente paragrafo. Ordinate, successivamente per tipologia di materiale, si è calcolata la lunghezza $L_{s.m.u./M}$ definita come la lunghezza complessiva del sistema acquedotto ideale (u sta per utopico) che è risultata essere pari a 88'378,5 km. La fase successiva ha riguardato l'accorpamento per ogni tipologia di materiale (10 tipologie). Per ogni tipologia di materiale, si è ricavato un corrispondente valore accorpato di lunghezza $\ell_{c_M}^{(a)}$. Si è successivamente valutato il termine:

$$i_{\ell_M} = \frac{\ell_{c_M}^{(a)}}{L_{s.m.u./M}} \quad (5.38)$$

dove i_{ℓ_M} viene definita l'incidenza di quel materiale in termini di lunghezza sul sistema globale idealizzato. Naturalmente è verificato che:

$$\sum_{y=1}^{q_M} i_{\ell_{M_y}} = 1 \quad (5.39)$$

Note le incidenze per ciascun materiale in termini di lunghezza sulla rete mondiale, si sono valutate le percentuali di apparizione di ciascuna categoria; ma si può ancora osservare che:

$$\begin{aligned} L_M &= \sum_{i=1}^{n_c} \ell_{c_{Mi}} \\ \ell_{c_{Mi}} &= i_{\ell_{M_r}}(M)_i \cdot L_M \\ L_M &= \sum_{i=1}^{n_c} i_{\ell_{M_r}}(M)_i \cdot L_M = L_M \cdot \sum_{i=1}^{n_c} i_{\ell_{M_r}}(M)_i \Rightarrow \sum_{i=1}^{n_c} i_{\ell_{M_r}}(M)_i = 1 \end{aligned} \quad (5.40)$$

Si riporta di seguito la tabella 5.2. riassuntiva.

Materiale	i_{lM}
ghisa grigia	0,3065
ghisa sferoidale	0,1713
fibrocemento	0,1709
pvc	0,1270
vari	0,1009
acciaio	0,0767
polietilene	0,0192
cap	0,0147
pead	0,0119
piombo	0,0008

Tabella 5.2 Incidenze delle lunghezze per singolo materiale

¹⁹ Qui con il termine vera si vuole intendere che la lunghezza pubblicata all'interno di un lavoro si reputa priva di incertezze di qualsivoglia natura, la cui bontà ed affidabilità assume il valore massimo.

Nel caso dell'estrazione per materiale, l'analisi non consente per le caratteristiche legate alla natura della variabile considerata (categoriale) un'indagine statistica continua.

Per tale variabile si considererà un valore fisso e costante di probabilità di apparizione sulla rete.

Da notare che, mediamente parlando, nel mondo gli acquedotti sono principalmente costituiti da ghisa grigia.

A questo punto è possibile procedere all'applicazione del metodo per individuare e stimare la lunghezza della condotta. Le metodologie proposte possono presentarsi separatamente oppure contemporaneamente.

In tal caso si è immaginato di applicare un metodo legato non alla estrazione di un corrispondente data-base che contemplasse contemporaneamente le informazioni legate al diametro, all'età, al materiale (metodologia fortemente influenzata dalla scarsità di dati disponibili, ma anche e sostanzialmente dalla significatività corrispondente), si è invece immaginato di applicare un prodotto diretto delle precedenti probabilità individuate (un'applicazione della sovrapposizione degli effetti, concetto che ritornerà più volte in questa ricerca).

Immaginiamo di dover stimare la lunghezza di una condotta nel caso più generale possibile avendo a disposizione nessuna delle informazioni precedenti oppure tutte.

Per quanto anticipatamente detto, un acquedotto nel suo complesso non risulta essere costituito da condotte che corrispondano ad un numero infinito di valori distinti di diametri, oppure ad un numero infinito di valori distinti di età, oppure ancora ad un numero infinito di tipologie di materiali.

È pertanto, necessario passare da un concetto continuo ad un concetto discreto di distribuzione di probabilità. Come in precedenza, è necessario adoperare un processo di relativizzazione probabilistica, al fine di riottenere un riallineamento unitario della probabilità così come classicamente intesa.

A tal fine, dunque immaginiamo di dover calcolare ℓ_{cDAMi} . Si pone a base del calcolo che la funzione densità di probabilità g funzione del diametro, dell'età e del materiale possa essere costruita a partire da una sovrapposizione moltiplicativa dei vari fattori indagati separatamente. Si pone, cioè a base della trattazione che:

$$g(\text{D.A.M.}) = f(\text{D}) \cdot f(\text{A}) \cdot i_{\ell_M} \quad (5.41)$$

indicando con:

$$\left[\iint_{0;+\infty} f(\text{D}) \cdot f(\text{A}) \cdot d(\text{D}, \text{A}) \right] \cdot \sum_i^m i_{\ell_M} = 1 \quad (5.42)$$

Ma trovandoci, ancora una volta, in campo discreto, è necessario passare dalla somma integrale alla somma discreta e procedere ad una relativizzazione del processo probabilistico:

$$\sum_{i=1}^{n_{\text{DA}}} [f(\text{D}) \cdot f(\text{A}) \cdot i_{\ell_M}]_i \neq 1; \quad \sum_{i=1}^{n_{\text{DA}}} \frac{[f(\text{D}) \cdot f(\text{A}) \cdot i_{\ell_M}]_i}{\sum_{i=1}^{n_{\text{DA}}} [f(\text{D}) \cdot f(\text{A}) \cdot i_{\ell_M}]_i} = 1 \Rightarrow \sum_{i=1}^{n_{\text{DA}}} g_i(\text{D.A.M.}) = 1 \quad (5.43)$$

Avendo indicato con i le informazioni contenute nella i -esima riga che necessita dell'operazione di distribuzione delle lunghezze a scala di condotta.

Nota la lunghezza del sistema L_{sv} oppure la $\mu_{L_{\text{sv}}}$, (la seconda eventualmente corretta con il termine μ_U) si procede al calcolo della distribuzione delle lunghezze a scala di condotta.

Al fine di unificare le descrizioni precedenti, si riporta sotto forma analitica la sintesi dei ragionamenti:

$$\ell_{c_i} = \left[(L_{sv})^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_{L_{sv}})^{(N_{L_{ss}})} \cdot (\mu_U)^{(N_U)} \right] \cdot \frac{\left[f(\ell)_D^\alpha \cdot f(\ell)_A^\beta \cdot i_{\ell_M}^\gamma \right]}{\sum_{i=1}^n \left[f(\ell)_D^\alpha \cdot f(\ell)_A^\beta \cdot i_{\ell_M}^\gamma \right]} \cdot \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^n i} \right)^x \quad (5.44)$$

dove:

ℓ_{c_i} è la lunghezza finale iesima di una condotta;

L_{sv} lunghezza vera del sistema (se posseduta);

$\mu_{L_{sv}}$ media aritmetica semplice delle lunghezze reali dei sistemi;

$N_{L_{sv}}$ fattore di controllo binario della lunghezza reale: è pari a 1 quando la lunghezza della rete è nota, è pari a zero in caso contrario;

$N_{L_{ss}}$ fattore di controllo binario della lunghezza stimata²⁰: è pari a 1 quando la lunghezza della rete è nota, è pari a zero in caso contrario (la seconda s vuole ricordare che la lunghezza è stimata);

μ_U media aritmetica semplice del numero di reti reali esaminate appartenenti ad una utility;

N_U fattore di controllo binario della presenza di una utility. Esso risulta 1 se non viene fornito il numero delle reti esaminate, 0 se è stato fornito;

$f(\ell)_D$ la funzione densità di probabilità delle lunghezze in funzione del diametro;

$f(\ell)_A$ la funzione densità di probabilità delle lunghezze in funzione dell'età;

i_{ℓ_M} la probabilità di apparizione della lunghezza in funzione del materiale;

α fattore di controllo binario della presenza dell'informazione del diametro. Esso risulta 1 se non viene fornito il numero delle reti esaminate, 0 se è stato fornito;

β fattore di controllo binario della presenza dell'informazione dell'età. Esso risulta 1 se non viene fornito il numero delle reti esaminate, 0 se è stato fornito;

γ fattore di controllo binario della presenza dell'informazione del materiale. Esso risulta 1 se non viene fornito il numero delle reti esaminate, 0 se è stato fornito;

χ fattore di controllo binario relativo all'assenza di tutte le informazioni. Esso risulta 1 se non viene fornito nessuna informazione (non si conosce né il diametro, né l'età, né il materiale, è pari a 0 in tutti gli altri casi).

In maniera analoga possiamo definire il periodo di osservazione della condotta secondo le osservazioni riportate in paragrafi precedenti:

$$t_{\ell_c} = (t)^{(N_{t_v})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{t_s})} \quad (5.45)$$

dove:

t_{ℓ_c} periodo di osservazione finale da introdurre nel peso. È qui il caso di precisare che avendo ipotizzato che la finestra temporale di osservazione sia indipendente dalla scala di misura adoperata (sistema rete/reti o condotte), in breve si ritiene sostanzialmente che il periodo di osservazione sia uguale sia a scala di rete, sia a scala di condotta, ovvero che: $t = t_{L_s} = t_{\ell_c}$ ²¹;

t periodo di osservazione reale;

N_{t_v} fattore di controllo binario relativo alla conoscenza del tempo reale, è pari a 1 se il periodo è conosciuto, è pari a zero se sconosciuto;

²⁰ Si definisce che $N_{L_{sv}} + N_{L_{ss}} = 1$

²¹ Nella precedente si può direttamente sostituire al posto di t_{L_s} , t

μ_t media aritmetica dei tempi di osservazioni reali;

c_t credibilità associata alla μ_t ;

N_{t_s} fattore di controllo binario relativo alla stima della finestra temporale, è pari a 1 se il periodo è stato stimato, a zero se era già conosciuto²²;

In definitiva, dopo aver calcolato ℓ_{ci} si può procedere alle successive correzioni legate alle credibilità corrispondenti nonché alla presenza di un campione, etc. In tal modo veniamo a determinare la ℓ_c finale:

$$\ell_{ci}' = \ell_{ci} \cdot (c_{L_{sv}})_i^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_c \cdot c_c)_i^{(N_c)} \cdot (c_U)_i^{(N_U)} \quad (5.46)$$

Il peso w_c da assegnare a scala di condotta, sarà in generale espresso da:

$$w_{ci} = \ell_{ci}' \cdot t \quad (5.47)$$

esplicitando i singoli termini:

$$w_c = \ell_{ci} \cdot (c_{L_{sv}})_i^{(N_{L_{sv}})} \cdot (\mu_c \cdot c_c)_i^{(N_c)} \cdot (c_U)_i^{(N_U)} \cdot (t)^{(N_{t_s})} \cdot (\mu_t \cdot c_t)^{(N_{t_s})} \quad (5.48)$$

Anche a scala di condotta sono valide le relazioni (5.16) e (5.17).

Riprendendo la (5.48), essa deve ulteriormente essere corretta sulla scorta delle precedenti osservazioni.

$$w_c = \ell_{ci} \cdot (\mu_c)_i^{(N_c)} \cdot (\mu_t)^{(N_{t_s})} \cdot (c_{L_{sv}})_i^{(N_{L_{sv}})} \cdot (c_c)_i^{(N_c)} \cdot (c_U)_i^{(N_U)} \cdot (c_t)^{(N_{t_s})} \cdot (t)^{(N_{t_v})} \quad (5.49)$$

indicando con:

$$\begin{cases} \mu_{equ.c} = (\mu_c)_i^{(N_c)} \cdot (\mu_t)^{(N_{t_s})} \\ c_{equ.c} = (c_{L_{sv}})_i^{(N_{L_{sv}})} \cdot (c_c)_i^{(N_c)} \cdot (c_U)_i^{(N_U)} \cdot (c_t)^{(N_{t_s})} \end{cases}$$

si ottiene la (5.50):

$$w_c = \mu_{equ.c} \cdot c_{equ.c} \cdot \ell_{ci} \cdot (t)^{(N_{t_v})} \quad (5.50)$$

indicando con:

$$\rho = \mu_{equ.c} \cdot c_{equ.c} \quad (5.51)$$

si ottiene in definitiva la (5.52):

$$w_c = \rho \cdot \ell_{ci} \cdot (t)^{(N_{t_v})} \quad (5.52)$$

In definitiva indipendentemente se vogliamo assegnare il peso a scala di condotta oppure a scala di rete, possiamo unificare in un'unica relazione il processo descritto e formalizzarlo matematicamente in unico risultato analitico:

²² Si definisce che $N_{t_v} + N_{t_s} = 1$

$$w' = w_s^{\eta} \cdot w_c^{\psi} \quad (5.53)$$

che diviene ulteriormente la (5.54):

$$w' = \left[\xi \cdot (L_{sv})^{(N_{Lsv})} \cdot (t)^{(N_t)} \right]^{\eta} \cdot \left[\rho \cdot \ell_{ci} \cdot (t)^{(N_{t_v})} \right]^{\psi} \quad (5.54)$$

dove:

η è un fattore di assegnazione del peso riferito a scala di sistema.

Esso sarà pari a 1 se il peso deve essere attribuito ad un sistema, sarà pari a zero se deve essere attribuito ad una condotta.

Si pone matematicamente che:

$$\eta + \psi = 1 \quad (5.55)$$

Pur tuttavia il peso w' definito dalla (5.54) non risulta essere il peso definitivo che deve essere attribuito ed assegnato alla riga del data-base per poter poi essere elaborata e processata.

Si necessita ancora di ulteriori due fasi operative:

1. riallineamento sociale dei pesi;
2. l'applicazione del peso tecnico.

I precedenti verranno di seguito illustrati in due paragrafi dedicati.

5.2.6. Il riallineamento sociale dei pesi

5.2.6.1. Premesse generali sul problema

Il peso w' prima di poter essere adoperato nelle successive fasi di elaborazione sia del valore medio ponderato, sia delle singole elaborazioni delle funzioni di correzione, deve essere rivisitato per contemplare una questione di carattere socio-economico.

Il data-base di letteratura tecnica, è un data-base costituito da valori di tassi di rottura provenienti da regioni, continenti, paesi che non potrebbero essere raggruppati insieme in maniera semplicistica.

Fattori di natura economica, sociale, finanziaria, ma soprattutto di carattere gestionale evidenzerebbero differenze considerevoli e non certamente da imputare a parametri fisici ben distinguibili. In particolare, i pesi, se raggruppati ad esempio nazione per nazione, dovrebbero rappresentare l'incidenza degli acquedotti di quella nazione nel contesto mondiale.

In realtà, accade che la presenza nel data-set di acquedotti e sistemi provenienti da Paesi notevolmente sviluppati, (i paesi occidentali, gli Stati Uniti d'America, l'Australia), tende sostanzialmente ad annullare le informazioni contenute, invece, in sistemi provenienti da regioni e/o Paesi in via di sviluppo o prevalentemente caratterizzati da un basso rapporto deficit/P.I.L.

Qui di seguito viene svolta una analisi delle definizioni che attualmente vengono date per una definizione dello status socio-economico dei diversi paesi del mondo, al termine della quale il discorso più propriamente tecnico relativo a questa situazione viene ripreso, approfondito e portato a compimento.

5.2.6.2. Le diverse tipologie socio-economiche dei paesi nel mondo

Volendo brevemente evidenziare le differenze di natura sociale ed economica, si possono schematicamente descrivere in categorie i Paesi e le Regioni che intervengono in questo data-base.

In particolare, è lecito chiedersi cosa distingue e caratterizza *un paese in via di sviluppo (PVS)* da uno sviluppato? Un paese in via di sviluppo (*developing country*) presenta un tenore di vita basso, ha una scarsa e ristretta base industriale, un livello del reddito basso, una povertà diffusa, poca accumulazione di capitale e anche un basso indice di sviluppo umano (HDI).

La definizione di paese in via di sviluppo (PVS) ha oggi superato quella di terzo mondo, che era stata coniata ai tempi della guerra fredda o anche quella di paese sottosviluppato: un'altra definizione che viene anche usata è quella di paese meno sviluppato (Less Developed Country - LDC) o anche paese a basso reddito (Low Income Country – LIC).

Lo sviluppo deve comportare una moderna infrastruttura (fisica e istituzionale), e la prevalenza di attività economiche nei settori ad alto valore aggiunto (industria, terziario e quaternario), a scapito dei settori minerari, dell'estrazione di risorse naturali e agricole.

I paesi più sviluppati (More Developed Countries – MDC), detti anche avanzati, hanno solitamente sistemi basati sulla crescita economica continua e auto-sostenuta dei loro sistemi economici, accompagnata da un alto tenore di vita.

L'applicazione della definizione di paese in via di sviluppo ad alcuni dei paesi meno sviluppati del mondo può essere inappropriata in quanto molti paesi non stanno affatto migliorando la loro condizione come il termine implica, ma hanno invece attraversato lunghi periodi di declino e stagnazione economica.

All'opposto, vi sono paesi che hanno economie più avanzate dei PVS ma che non hanno ancora dimostrato i segni di paesi pienamente sviluppati, e sono raggruppati sotto la definizione di paesi ad industrializzazione recente (Newly Industrialised Countries – NIC).

Nell'ottica di voler seppure sinteticamente inquadrare la problematica da un punto di vista d'insieme che ha, però necessitato l'introduzione di elementi di questo tipo nel modello, la stessa, può essere così descritta.

Lo sviluppo di un paese viene misurato, da indicatori statistici quali il PIL pro-capite (o altri indicatori di reddito o prodotto nazionale), il tasso di alfabetizzazione o la speranza di vita, che sono composti nell'indice di sviluppo umano (HDI) di UNDP che misura quello che è stato chiamato il grado di sviluppo umano di un paese.

Un PVS è generalmente un paese che non ha ancora raggiunto un grado significativo di industrializzazione relativamente alla sua popolazione e che presenta un basso tenore di vita, comunque questo sia misurato.

Appare che vi sia un'alta correlazione tra basso livello del reddito e aumento della popolazione, sia all'interno dei paesi che tra paesi (la dinamica demografica non è difficile da spiegare, in quanto un basso livello del reddito si accompagna generalmente a povere condizioni di salute e igieniche e alta mortalità, cui è necessario far fronte con una più alta natalità).

Per moderare l'aspetto eufemistico del termine "in via di sviluppo", alcune organizzazioni internazionali preferiscono usare quello di meno sviluppati (Less Developed Countries – LDC o anche Less Economically Developed – LEDC) per quei paesi in via di sviluppo che non si stanno affatto sviluppando. All'opposto, per i paesi sviluppati si usa anche la definizione di avanzati o industrializzati (e non certo più quella di "primo mondo").

Parallelamente alle precedenti definizioni, è d'uso comune descrivere l'insieme delle Regioni che costituiscono i continenti elencandoli come appartenenti al *Primo, Secondo, e Terzo Mondo*.

I tre termini furono conati durante la Guerra Fredda per indicare sommariamente tre aree del mondo, anche se non nacquero contemporaneamente.

Il Primo Mondo è quello delle economie più avanzate, capitalistiche e caratterizzate da sistemi istituzionali democratici.

Dopo la Seconda Guerra Mondiale, si cominciò a considerare i paesi della NATO e del Patto di Varsavia come due “blocchi”, il Blocco Occidentale e quello Orientale.

I due “mondi” non erano numerati e vari paesi non rientravano in nessuno dei due.

Fu per questo che nel 1952 il demografo francese *Alfred Sauvy* coniò il termine di Terzo Mondo proprio per indicare i paesi non appartenenti a nessuno dei due blocchi.

Fu solo retroattivamente che il blocco occidentale fu chiamato “Primo Mondo”, mentre quello orientale fu denominato “Secondo Mondo”.

C'era, però un certo numero di paesi che non rientrava in modo chiaro nella partizione, inclusi la Svizzera, la Svezia e la Repubblica d'Irlanda, che erano per scelta neutrali e altri ancora quali la Finlandia, la ex Jugoslavia, l'Austria, la Turchia e la Grecia, per i quali il collocamento nell'uno o nell'altro <mondo> non era operazione agevole.

In alternativa, il Primo Mondo può essere definito come quello dei paesi sviluppati ad economia di mercato, laddove il Secondo Mondo indica paesi sviluppati ad economia pianificata o centralizzata, mentre il Terzo Mondo raccoglie le economie in via di sviluppo.

Tuttavia, la caduta dei regimi comunisti e la fine delle economie pianificate in grande parte dell'ex Secondo Mondo ha reso tale distinzione superata.

Il Terzo Mondo, quello che ai tempi della Guerra Fredda raccoglieva i paesi fuori dai due blocchi, ha finito per divenire sinonimo di paesi sottosviluppati, oggi detti in via di sviluppo.

Questi paesi, non marginalmente presenti nel data-base, sono anche detti paesi del Sud sottosviluppato, in opposizione ai paesi del Nord sviluppato.

Taluni disapprovano la definizione di paese in via di sviluppo in quanto implica l'industrializzazione come unica via per lo sviluppo, e preferiscono riferirsi al “mondo dei due terzi” in alternativa al “terzo mondo” (questa è la parte della popolazione mondiale che vive nel Sud povero del mondo).

Il termine “Terzo Mondo”, che *Alfred Sauvy* fece apparire in un articolo su *L'Observateur* il 14 Agosto 1952, faceva esplicito riferimento al Tiers Monde (Terzo Stato) della rivoluzione francese, che raccoglieva il popolo, in opposizione alla nobiltà e alla chiesa. Così come il terzo Stato, scrisse Sauvy, il Terzo Mondo non ha nulla e “vuole essere qualcosa”.

La definizione implica pertanto che il Terzo Mondo è sfruttato così come lo era il Terzo Stato e che, al pari del Terzo Stato, il suo è un destino rivoluzionario. Il termine portava anche una seconda idea, quella di non allineamento, in quanto il Terzo Mondo non appartiene né al mondo industrializzato, capitalista, né al blocco industrializzato, comunista.

(Questo termine di non allineamento sarà la principale motivazione che ha spinto ed indotto i calcoli successivi).

I paesi economicamente sottosviluppati dell'Africa, dell'Asia, dell'Oceania e dell'America Latina, sono considerati come un'entità con caratteristiche comuni, quali il basso livello di reddito, l'alta povertà, alti tassi di natalità e mortalità e una dipendenza economica dai paesi avanzati, spesso sono paesi che sono stati colonizzati dalle nazioni europee.

Dopo la Seconda Guerra Mondiale, i due blocchi hanno lottato per espandere le proprie aree di influenza nel Terzo Mondo, spesso anche in modo non dichiarato e con l'aiuto dei servizi segreti militari. Molti paesi poveri, comunque, durante l'era della guerra fredda, si sono volutamente riferiti a se stessi come appartenenti al terzo Mondo, per differenziarsi e caratterizzarsi come non allineati.

Tra i paesi leader del Movimento dei Paesi Non Allineati, si ricordano, a memoria storica, la Jugoslavia di Tito, l'India di Nerhu e Indira Gandhi e l'Egitto di Nasser e Sadat.

Diversi paesi a quel tempo finirono per credere che potevano “corteggiare” con successo sia il blocco comunista che quello capitalista e sviluppare una cooperazione economica senza dover per questo cadere sotto la stretta influenza dell'uno o dell'altro.

Il piano in realtà non funzionò, e molti paesi non allineati furono invece sfruttati o fatti piegare dalle due superpotenze che temevano che queste nazioni suppostamente neutrali avrebbero finito per cadere tra le braccia del nemico.

Politicamente, il Terzo Mondo emerse alla Conferenza di Bandung del 1955, che segnò la nascita del movimento dei non allineati, senza la Cina e vari altri. Numericamente, il Terzo Mondo domina le Nazioni Unite, anche se il gruppo è sempre più diverso ed economicamente non omogeneo e la sua unità è sempre stata solo ipotetica. Basta solo considerare quanto poco hanno in comune paesi produttori di petrolio, come l'Arabia Saudita, Kuwait o la Libia o paesi emergenti come Taiwan, Singapore o la Corea del Sud, con paesi disperatamente poveri come Haiti, il Chad o l'Afghanistan.

Il Terzo Mondo, alla luce delle precedenti osservazioni, risulta caratterizzato da economie distorte dalla loro dipendenza dall'esportazione di prodotti primari ai paesi sviluppati in cambio dei prodotti manufatti finiti che questi ultimi producono.

Questo è particolarmente vero dei paesi africani, dove gli Stati-nazione sono stati ritagliati dalle potenze coloniali europee certo non sulla base di sensibilità culturali o sociali, ma solo seguendo i propri interessi economici e militari.

Oggi si può ben dire che vi sia un'altra divisione della Terra in tre Mondi, dove il Terzo Mondo è il più povero e raccoglie più di un terzo della popolazione del pianeta.

Nonostante tutte le critiche, il termine “Terzo Mondo” non ha ancora una definizione obiettiva e anche se inaccurato, desueto, colonialista, rimane molto utilizzato.

Il termine è anche rigettato perché allude ad una potenziale esclusione dal sistema economico globale. Secondo Hannah Arendt, filosofa e politologa, “*il Terzo Mondo non è una realtà ma una ideologia*” (ciò nonostante seppure ideologica, le differenze si riscontrano realmente in dati, studi ed analisi). Negli anni più recenti, come molti paesi in via di sviluppo si sono industrializzati, il termine Quarto Mondo è stato coniato per riferirsi a paesi che, invece, sono “rimasti indietro” e ancora mancano di una infrastruttura industriale.

Viceversa, quei paesi che erano considerati in via di sviluppo e ora hanno un'economia più avanzata, anche se non ancora pienamente sviluppati, sono stati raggruppati sotto il gruppo dei NIC.

Infine, alcuni studiosi ritengono che il termine “in via di sviluppo” è fuorviante. Nel caso di paesi rovinati dal colonialismo europeo, la parola “ri-sviluppare” può essere più accurata dal momento che taluni godevano di sistemi economici relativamente floridi prima del colonialismo.

Probabilmente anche in ragione ad una buona dose di etnocentrismo, l'analisi occidentale sembra generalmente vedere tali interazioni precedenti al colonialismo come non valide e non considera per nulla quei paesi già “sviluppati” in qualche senso.

La premessa, naturalmente, è che “sviluppati” significa “sviluppati nel modo occidentale”.

Pur non volendo qui sviluppare una trattazione sociologica e culturale delle differenze che distinguono le varie aree del pianeta per tutti i fattori sinteticamente elencati e citati, risultava però necessario inquadrare, seppure sinteticamente il problema alla luce delle successive osservazioni.

5.2.6.3. Le modalità del riallineamento dei pesi

Fatte le precisazioni precedenti, gli Stati ricadenti nel data-base sono di tutti i tipi possibili e pertanto l'universo di valori dei tassi di rottura risulta forzatamente affetto da parametri non fisici, né ingegneristici, ma socio-economici, dai quali è improponibile prescindere.

La presenza in larga parte di sistemi acquedottistici provenienti da zone del mondo con un alto livello industriale, è, certamente indizio, che la gestione degli stessi sistemi sia fortemente orientata anche ad una loro attenta misurazione e contemporanea divulgazione dei dati raccolti.

Viceversa, la presenza in misura ridotta di sistemi acquedottistici geograficamente posizionati in aree del mondo più povere e in senso lato meno sviluppate, pone in maniera decisa due ordini di problemi: il primo relativo alla possibilità di adottare sufficienti politiche di misurazione e controllo dei sistemi, ed in secondo luogo pone in primo piano la difficoltà di raggiungere spazi culturali dedicati e con facilità divulgati.

I due meccanismi, se contemporaneamente presenti, riducono drasticamente la probabilità di intercettare, durante le fasi di una ricerca così ampia ed estesa, dati di queste aree del globo rispetto alle aree più ricche.

In altri termini, i sistemi acquedottistici, o per meglio dire, i dati dei sistemi, non verrebbero individuati ed inseriti casualmente in fase di costruzione di un data-base siffatto, ma risulterebbero influenzati da motivazioni e fenomeni che trascendono il problema di interesse.

In particolare, quelli appartenenti a realtà evolute comparirebbero in letteratura in misura più massiccia di quanto il loro reale peso in termini di dimensioni e presenza dell'acquedotto richiederebbe per avere una statistica veritiera.

In questo contesto, la presenza più o meno varia di sistemi idrici <poveri> risulterebbe pressoché annullata dalla massiccia presenza di dati appartenenti a sistemi idrici <ricchi>.

L'equilibrio, in tal senso deve essere ricostituito.

Al fine della ricostituzione dell'equilibrio, si è osservato che i programmi di calcolo statistico disponibili hanno spesso la possibilità di effettuare operazioni pesate (come serve a noi) e talvolta consentono di elevare i pesi ad un opportuno parametro di correzione "n".

Con quest'ultima correzione, se "n" è maggiore dell'unità, i pesi maggiori vengono ad incidere ancora più fortemente sui risultati finali rispetto a quelli minori; se invece "n" è minore dell'unità, allora l'incidenza dei pesi maggiori viene attenuata a vantaggio della incidenza dei pesi minori.

Nel nostro caso si ha una chiara sopravvalutazione dei pesi maggiori, che devono essere "riallineati". Risulterà, pertanto, opportuno, assegnare un esponente "n" correttivo di valore opportuno minore dell'unità.

Volendo ragionare a spanne, si potrebbe d'acchitto pensare ad un valore quale ad esempio $1/2$ (cioè ragionare secondo una radice quadrata).

Si è però pensato ad una modalità più fondata.

Si è partiti pertanto dalla espressione della media aritmetica pesata mondiale generale dei tassi di rottura. Questa media è costituita dal rapporto tra la somma dei prodotti dei singoli tassi di rottura moltiplicati per i rispettivi pesi e la somma dei semplici pesi.

Nei prodotti dei numeratori, i tassi di rottura, potrebbero essere suddivisi nel loro valore medio addizionato alla loro variazione rispetto al valore medio. Così facendo la reale influenza di ciascun dato nei confronti della media generale sarebbe rapportabile al prodotto della sua deviazione per il peso corrispondente. Si dovrebbe supporre che, mediamente parlando, le singole influenze così valutate, poiché sono pesate, dovrebbero contribuire in misura non dissimile tra loro nella valutazione finale.

In effetti si riscontra che ciò non vale. Se si confrontano i massimi scostamenti possibili con segno positivo (sistemi in realtà poco evoluti = massimi tassi di rottura moltiplicati per pesi minimi) con i massimi scostamenti possibili con segno negativo (sistemi in realtà molto evoluti = minimi tassi di rottura moltiplicati per pesi massimi), si può constatare che con i pesi finora attribuiti l'influenza dei secondi supera nettissimamente l'influenza dei primi: ciò è proprio

dovuto al peso osservativo troppo basso che le realtà poco sviluppate riescono a fornire nel Data Base mondiale rispetto alla loro reale estensione chilometrica.

Si può allora cercare di definire un esponente "n" di correzione tale da eguagliare l'influenza tra loro dei due fattori estremi. Il valore "n" scaturito da questo ragionamento è stato pari a 0,4711, valore che è stato appunto adottato per il riallineamento socio-economico dei pesi.

È molto interessante e confortante la circostanza che tale esponente di riallineamento sia molto vicino a quel 0,5 ipotizzato "alla buona" precedentemente.

Di seguito sono forniti i particolari analitici del processo prima descritto a larghe spanne.

Pertanto, al fine suddetto, sono state estratte dal data-base tutte quelle righe che contenevano le informazioni legate al tasso di rottura.

Per ciascun valore del tasso è stato calcolato il corrispondente peso w_c selezionando l'opportuno metodo di assegnazione (se doveva essere stimato a scala di condotta oppure a scala di rete).

Le due serie numeriche calcolate sono a questo punto state raggruppate per pubblicazione o per meglio dire per sistema acquedottistico.

Per la serie dei tassi di rottura, è stato stimato il valore medio, per la serie dei pesi, è stato calcolato il peso totale attribuibile a quel sistema. Per ciascun sistema $S \in [1:92]$ è stato stimato il tasso di rottura attraverso l'operatore di media semplice, e per lo stesso sistema S è stato calcolato il peso totale associato.

$$\overline{\Lambda}_s = \frac{\sum_{c=1}^{n_s} \Lambda_c}{n_s} \quad (5.56)$$

dove:

$\overline{\Lambda}_s$ è il tasso di rottura medio del Sistema s esimo;

Λ_c il tasso di rottura di quella condotta appartenente a quel sistema o eventualmente di quel sistema;

n_s il numero di condotte appartenenti a quel sistema.

è stato ulteriormente calcolato il corrispondente Peso W :

$$W = \sum_{c=1}^{n_s} w_c \quad (5.57)$$

dove:

W è il peso totale per sistema;

w_c il peso associato a ciascun tasso di rottura appartenente a quel sistema (e calcolato secondo i metodi proposti nei paragrafi precedenti).

Qui è utile precisare che più del tasso di rottura medio si è voluto indagare lo scostamento massimo e minimo che si riscontra nei vari casi. Calcolate le due serie sono stati individuati gli estremanti (massimo e minimo) che vengono riportati nella successiva tabella di sintesi:

ID Acquedotto	Valori Estratti				Valori Estrapolati			
	W_{\min}	W_{\max}	$\overline{\Lambda}_{s-\min}$	$\overline{\Lambda}_{s-\max}$	W_{\min}	W_{\max}	$\overline{\Lambda}_{s-\min}$	$\overline{\Lambda}_{s-\max}$
69	3,4172				3			
10-a		203556				230000		
86			0,0009				0	
52				67,4208				75

Tabella 5.3 Valori limite dei pesi W e dei tassi di rottura medi pesati per singolo acquedotto.

Nella tabella i valori veri rappresentano i valori numerici ottenuti dall'estrazione degli estremanti.

In particolare, si evidenzia che il sistema acquedottistico, che presenta il peso totale minore risulta essere una realtà idrica dell'Italia centrale, in particolare il comune di Servigliano nelle Marche.

Il tasso di rottura mediamente più alto appartiene ad un sistema acquedottistico dell'Africa, nella regione dell'Uganda, Kampala. Il tasso di rottura mediamente più basso, ritorna ad essere collocato in Italia, in particolare è associato all'acquedotto di Trieste. Nella parte destra della tabella vengono riportati dei valori estrapolati con ragionevolezza. In particolare, si è ritenuto di estrapolare i valori ottenuti, al fine di includere eventualmente nell'analisi, realtà che non erano inserite e che teoricamente ma anche potenzialmente avrebbero potuto presentare valori sia in termini di tasso di rottura, sia in termini di peso globale associato, maggiori o minori. Si è deciso di ridurre o incrementare i pesi (rispettivamente minimo e massimo) di un ordine di grandezza pari al 12% circa, nonché ridurre o incrementare i tassi di rottura (rispettivamente minimo e massimo) in modo che le sue deviazioni dal valor medio si incrementassero ancora una volta di circa il 12%. Solo il tasso di rottura minimo assunto, non potendo diventare negativo è stato posto esattamente eguale a 0. L'idea è quella che il riporto sociale, o meglio il riallineamento deve essere legato all'uguaglianza del prodotto peso totale riallineato del sistema per il tasso di rottura relativo. Ciò premesso, si vuole dunque calcolare un coefficiente n comune ed unico, rispetto al quale si abbia l'uguaglianza dei prodotti precedenti.

Indicando con W_{\max} e W_{\min} i pesi dei sistemi che presentano il massimo valore e il minimo valore e con $\bar{\Lambda}_{S-\max}$ e $\bar{\Lambda}_{S-\min}$ le deviazioni (in valore assoluto) del massimo e del minimo dei tassi di rottura dal valore medio, si può scrivere:

$$\begin{aligned}(W_{\max})^n \cdot \bar{\Lambda}_{S-\min} &= (W_{\min})^n \cdot \bar{\Lambda}_{S-\max} \\ \left(\frac{W_{\max}}{W_{\min}}\right)^n &= \frac{\bar{\Lambda}_{S-\max}}{\bar{\Lambda}_{S-\min}} \\ \log\left(\frac{W_{\max}}{W_{\min}}\right)^n &= \log\frac{\bar{\Lambda}_{S-\max}}{\bar{\Lambda}_{S-\min}} \\ n \cdot \log\left(\frac{W_{\max}}{W_{\min}}\right) &= \log\frac{\bar{\Lambda}_{S-\max}}{\bar{\Lambda}_{S-\min}}\end{aligned}\quad (5.58)$$

si ottiene in definitiva la (5.59) che restituisce il valore di n :

$$n = \frac{\log\frac{\bar{\Lambda}_{S-\max}}{\bar{\Lambda}_{S-\min}}}{\log\left(\frac{W_{\max}}{W_{\min}}\right)} = \frac{\log(\bar{\Lambda}_{S-\max}) - \log(\bar{\Lambda}_{S-\min})}{\log(W_{\max}) - \log(W_{\min})} \quad (5.59)$$

Teniamo a questo punto presente che la media totale mondiale dei Λ , calcolata con " n " = 1, vale 0,2. Sostituendo i valori finali <<estrapolati>> nell'ultima relazione, ed in particolare le differenze tra il valore massimo del tasso di rottura medio (75-0,2) sostanzialmente 75 e le differenze del valore minimo del tasso di rottura rispetto al valore che può naturalmente generare lo scostamento massimo (negativo), nella fattispecie zero (0,2-0), si è applicata la precedente formula al fine di ottenere il valore di " n " ricercato.

Individuato il valore di n^* di primo tentativo, esso ha permesso di ricalcolare un valore del tasso di rottura ponderato aggiornato, il quale inserito all'interno della relazione conduceva al calcolo di un nuovo valore di n^{**} .

Il processo iterativo si è arrestato quando in corrispondenza del valore di n individuato con una certa tolleranza veniva ottenuto il valore del tasso di rottura medio ponderato. Il valore finale che soddisfaceva questo processo iterativo è risultato pari a 0,4711.

A questo punto per risalire al peso riallineato per ciascuna condotta c appartenente ad un sistema S , si è applicato il seguente ragionamento:

$$W_s = \sum_{c=1}^{n_s} w_c' \quad (5.60)$$

$$W_s'' = \frac{W_s}{W_s^{(1-n)}} = \frac{\sum_{c=1}^{n_s} w_c'}{W_s^{(1-n)}} = \sum_{c=1}^{n_s} \frac{w_c'}{W_s^{(1-n)}} = \sum_{c=1}^{n_s} w_c''$$

dove è stato indicato con w_c'' il valore del peso a scala di condotta riallineato.

In definitiva si ha che la descrizione precedente trasforma il peso w' nel peso corretto w'' .

C'è, infine, da illustrare un ulteriore elemento fortemente connesso alla problematica sociale. Se da un lato il fattore di riallineamento sociale ribalta e ristabilisce un equilibrio all'interno del data-set per le considerazioni precedentemente svolte, dall'altro, lo stesso effetto si è mostrato sotto altra forma.

L'importanza sociale e/o economica di un'area del mondo, o se vogliamo di una specifica città, può mostrarsi anche attraverso l'attenzione che è stata dedicata alla stessa dalla ricerca e dall'interesse scientifico in termini di numero di indagini svolte sulla stessa.

Accade, non raramente, che una stessa città (rete e/o sistema) sia stata esplorata ed indagata più volte. I periodi di osservazione delle varie indagini non risultavano distinti, bensì talora parzialmente sovrapposti (per qualche anno). La separazione non era possibile dal momento che i dati a cui esse erano legati risultavano fortemente aggregati ad informazioni significative.

L'assenza di ripetibilità di informazioni, in tal caso doveva avvenire attraverso l'esclusione dal data-base di una indagine o dell'altra, favorendo la perdita di dati nuovi che avrebbero certamente arricchito il contenuto informativo del data-base. Si sarebbe dovuta contemplare questa situazione attraverso un ulteriore fattore riduttivo che ridistribuisse la capacità informativa dei singoli studi, al fine di annullare eventuali meccanismi ripetitivi.

Dato il numero comunque estremamente basso di casi in cui queste occasioni venivano a presentarsi, si è deciso di non formulare un peso specifico, piuttosto di traslare questo meccanismo all'interno di un unico peso tecnico (di cui si dirà più avanti).

Il peso tecnico a cui è stato dedicato un paragrafo, contempererà anche sporadiche situazioni di questo tipo.

5.2.7. Il peso tecnico

L'ultimo peso che è stato necessario prendere in considerazione è quello relativo ad un aspetto di apparente sovrainformazione.

In alcuni casi i dati dell'acquedotto preso in considerazione dagli Autori di qualche pubblicazione venivano presentati più volte, una volta al variare del diametro, una volta al variare del materiale, un'altra volta al variare dell'età e così via.

Così facendo però, lo stesso contenuto informativo veniva fornito più volte, e se ad ogni dato fosse stato applicato il peso ottenuto con le modalità precedenti, il peso totale attribuito a quel sistema sarebbe stato moltiplicato per quante volte i dati stessi venivano presentati, sia pure secondo diverse modalità.

In queste condizioni allora risultava necessario dividere i singoli pesi per il numero di presentazioni proposte. Tutto ciò è stato tecnicamente eseguito con l'apposizione di una ulteriore colonna peso (peso tecnico).

Il peso tecnico è l'inverso del numero di volte che i dati sono presentati.

Qui di seguito c'è la solita presentazione più dettagliata dell'argomento.

Il data-base proveniente dalla consultazione della letteratura tecnica disponibile (o per lo meno la quota parte alla quale si è avuto accesso, che in ogni caso si ritiene considerevole e consistente) evidenziava una situazione alla quale doveva essere posto rimedio.

La situazione si può così descrivere.

Numerose pubblicazioni disaggregavano le informazioni di correlazione della variabile dipendente con la variabile indipendente per vari livelli di legame.

Più precisamente, mediamente parlando, (il mediamente lo si immagina ed attribuisce al ragionamento dei vari ricercatori) lo stesso insieme di rotture veniva utilizzato per calcolare il tasso di rottura, per poi correlarlo, a più tipologie di parametri che ne possono caratterizzare la nascita e l'evoluzione.

Per meglio dire. Un sottoinsieme delle rotture esaminate su di un assegnato acquedotto in un assegnato periodo temporale era presentato (e dunque nel data-base analizzato) più volte al fine di poter indagare le possibili dipendenze delle rotture dalle variabili indipendenti considerate.

Tale situazione che tendeva a ripetersi con ricorrenza frequente nel data-base, richiedeva l'assegnazione di un peso che permettesse di caricare della giusta ed equilibrata informazione, le rotture provenienti da quel lavoro esaminato.

Pertanto, se un lavoro aveva considerato 4 livelli di analisi delle rotture per quell'acquedotto (ad esempio una dipendenza dal diametro, dal materiale, dall'età, dalla pressione), sostanzialmente erano sempre le medesime rotture condizionate da questi parametri ma contemporaneamente influenzate anche da altri fattori ambientali e locali che venivano ad essere pesati con il massimo dell'informazione che contenevano.

Nell'insieme generale dei dati costruiti ed estratti dalle varie pubblicazioni, ciò poneva un problema, certamente non trascurabile né di dettaglio.

L'idea è stata quella di attribuire un peso tecnico w_t che assegnasse una <<credibilità>> a quell'informazione.

Probabilmente è più ragionevole parlare di peso da estrazione di informazione.

L'informazione aggiuntiva fornita dalla correlazione delle rotture con l'età, se la correlazione con il diametro era già stata presentata, non poteva contribuire ad allargare la conoscenza di quell'acquedotto in termini di affidabilità (rotture) del 100%, ma di una percentuale certamente inferiore.

La riduzione della capacità informativa delle successive serie di dati per l'assegnato acquedotto doveva, in tal modo, essere necessariamente calcolata o forse è meglio dire stimata.

La stima di massima, di primo tentativo, di approssimazione iniziale è stata così ideata e poi successivamente inserita nel data-base.

Volendo riprendere ad esempio il caso che si richiamava poc'anzi, relativo all'inserimento di un acquedotto per 4 livelli di analisi disaggregate (ma lo stesso dicasi anche nel caso di aggregazioni plurime con ripetizioni) si suggeriva, sulla base delle precedenti considerazioni, che l'informazione di ciascun livello di aggregazione dei dati non partecipasse con la massima capacità informativa, bensì tale capacità fosse ridotta e ridimensionata del 75%.

Il peso w_t veniva ad essere stimato come il reciproco del numero di livelli di aggregazione dei dati per quell'acquedotto (anche intesi come numero di inserimenti per un'assegnata e definita pubblicazione) ed è espresso mediante la (5.61):

$$w_t = \frac{1}{N_{l.a.}} \quad (5.61)$$

dove:

$N_{l.a.}$ rappresenta il numero di livelli di aggregazione dei dati (numero di inserimenti).

In tale ottica, è stato così adoperato questo criterio di assegnazione di percentuali legate al livello informativo-capacitivo delle singole righe inserite nel data-base.

Tale ragionamento stimolato dalla necessità di giungere alla risoluzione della situazione illustrata, si è reso utile fino a questa fase embrionale di elaborazione del data-set.

È ulteriormente, in questa fase, da precisare che lo *step* successivo della ricerca prevedeva l'elaborazione e prima analisi dei modelli parziali.

In ciascun modello parziale, per un assegnato acquedotto, non necessariamente persisteva la situazione precedente.

Il filtro applicato al data-set di origine per l'estrazione del livello di indagine considerato (ad esempio correlazione tasso di rottura-diametro) escludeva alcune aggregazioni, modificando per ciascun acquedotto (pubblicazione) il numero totale di inserimenti e trasformando automaticamente la capacità informativa di ciascun livello aggregato/disaggregato.

Il filtro trasformava automaticamente la capacità informativa delle righe del data-base, ma la variazione del peso w_t non avveniva in automatico.

Una maggiore pazienza ed attenzione da parte dell'operatore, dopo la fase di filtraggio dei dati, permetteva di ricalcolare il numero totale di inserimenti e riassegnare il peso w_t alle singole righe.

Il ricalcolo o l'attribuzione del nuovo valore stimato del peso w_t avveniva sulla base della marcata separazione delle pubblicazioni e dei vari inserimenti.

In conclusione di questo capitolo, si può affermare che il peso finale w adoperato nelle successive elaborazioni e che viene proposto risulta essere pari a:

$$w = w_c \cdot w_t \quad (5.62)$$

Il peso finale w espresso dalla (5.62) verrà posto alla base delle successive elaborazioni.

Bibliografia²³

Antonelli, A. (2004). *La logica del ragionamento plausibile*, in L. Floridi (a cura di), Linee di ricerca, SWIF, pp. 226-252, Sito Web Italiano per la Filosofia, ISSN 1126-4780.

Bacchus, F. (1990). *Representing and reasoning with probabilistic knowledge*, MITpress, Cambridge, Massachusetts.

Badaloni, S. & Zanardo, A. (1991). *Typicality for Plausible Reasoning*. In E. Ardizzone.

Badaloni, S. & Zanardo, A. (1994). *Plausibility as truth: a local pattern for non monotonic reasoning*, Giornata di lavoro sul ragionamento non monotono, Roma.

Badaloni, S. e Zanardo, A. (1996). *Plausible reasoning: a first-order approach*, Journal of Applied Non-Classical Logics, vol. 6, no. 3, pp. 215-261, Hermes, Paris.

Barabasi, Albert-Lazlo (2002). *La nuova scienza delle reti*, trad. It. Benedetta Antonielli d'Oulx, Einaudi, 2004, pp. 254.

Barnett, Jeffrey A. (1991). *Calculating Dempster-Shafer Plausibility*, in IEEE Trans. Patterns Analysis & Machine Intelligence, Vol, 13, n.6, pp. 599-602.

Bayes, T. (1763). *An Essay Toward Solving a Problem in the Doctrine of Chances*, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 53, pp. 370-418.

Benaceraff, P. (1996). *What mathematical truth could not be*, in A. Morton, , S.P. Stich (Eds.), Benaceraff and his critics, Blackwell, pp. 9-59.

²³ Considerata la numerosa bibliografia consultata, si è ritenuto di citare nel corpo del testo solo sporadicamente alcuni riferimenti. Pertanto, si è preferito ed optato costruire una bibliografia dedicata unica e posizionata in chiusura di capitolo, rispetto ad inserimenti e citazioni concentrati e/o addensati in paragrafi circoscritti. Tale scelta ritornerà nel corso di questo documento di Tesi.

- Blackman, S. & Populi R.** (2000). *Design and Analysis of modern tracking systems*, Norwood, Artech House.
- Bunge, M.** (1967). *Analogy in quantum mechanics: from insight to nonsense*, British Journal for the Philosophy of Science, 18 (4), pp. 265-86.
- Carnap, R.** (1950). *Logical foundations of probability*, The university of Chicago Press.
- Castelfranchi, Cristiano e de Rosis, Fiorella e Grasso, Floriana (1999). *Deception and suspicion in medical interactions: towards the simulation of believable dialogues*, Machine conversations, Y. Wilks (Ed), Kluwer Series in Engineering and Computer Science, vol. 511.
- Cavini, W.** (1989). *Modalità dialettiche nei Topici di Aristotele*, in G. Corsi e al. (eds.), Atti del convegno interno di storia della logica (San Gimignano 1987), CLUEB, Bologna, pp. 15-46.
- Cellucci, C.** (1998). *Le ragioni della Logica*, Roma - Bari, Laterza.
- Cellucci, C.** (2002). *Filosofia e matematica*, Roma, Laterza.
- Cole, J.** (1987). *Development and Underdevelopment*.
- Colli, G.** (1986). *Aristotele: Topici*, traduzione di Giorgio Colli, BUL, Laterza.
- Collins, A. & Michalski, R.** (1989). *The logic of plausible reasoning: a core theory*, Cognitive science, Vol. 13, pp. 1-49.
- Collins, A.** (1978). *Fragments of a theory of human plausible reasoning*, Proceedings of the 1978 workshop on Theoretical issues in natural language processing, pp. 194-201.
- Colyvan, M.** (2004). *The philosophical significance of Cox's theorem*, International journal of approximate reasoning, vol. 36, pp. 71-86.
- Connell, L. & Keane, M. T.** (2003). *Knowledge-fitting theory of plausibility*, in Proceedings of the Conference on AI and Cognitive Science, Dublin, Ireland, pp. 40-45.
- Cox, R.T.** (1946). *Probability, Frequency, and Reasonable Expectation*, Am. Jour. Phys., vol. 14, pp. 1-13.
- Davies, T.R.** (1988). *Determination, uniformity and relevance: normative criteria for generalization and reasoning by analogy*, in D.H. Helman (ed.), Analogical Reasoning, Kluwer Academic Publisher, pp. 227-250.
- De Finetti, B.** (1931). *Sul significato soggettivo della probabilità*, Fundamenta Mathematicae, Vol. 17, pp. 298-329.
- De Finetti, B.** (1937). *Foresight: its logical law, its subjective sources*, Annales de l'Institut Henri Poincaré.
- De Finetti, B.** (1949). *La "logica del plausibile" secondo la concezione di Polya*, Società Italiana per il Progresso della Scienza, XLII Riunione Roma, Relazioni, Volume primo, 1949, pp. 227-236.
- De Finetti, B.** (1989). *La logica dell'incerto*, Il Saggiatore (Theoria), a cura di Marco Mondadori.
- Dezert, J.** (2002). *Foundations for a new theory of plausible and paradoxical reasoning*, Information and security, Vol. 9, pp. 13-57.
- Diestel, R.** (1997). *Graph Theory*, Springer, New York.
- Dorati, M.** (1996). *Aristotele, Retorica, testo greco con traduzione a fronte*, a cura di M. Dorati, ed. Oscar Mondadori.
- Elio, R.** (2002). *Belief revision and plausible inference*.
- Euler, L.** (1784). *Introductio in analysin infinitorum*, vol. I, in Adolf Krazer – Ferdinand Rudio Editori, Opera Omnia, Serie prima, vol. VIII.
- Friedman, N. & Halpern, J.** (1995). *Plausibility measures: A user's guide*, Uncertainty in AI, Proceedings of the Eleventh Conference.
- Gabbay, & Ohlbach, H.J.** editors, *Handbook of Practical Reasoning Computational and Theoretical Aspects*, Oxford University Press.
- Gagarin, M.** (1994). *Probability and persuasion: Plato and early Greek rhetoric*, in Ian Whorringtton (ed.), *Persuasion: Greek rethoric in acition*, Routledge, pp. 48-64.

- Gaglio, S. & Sorbello, F.** *Lecture Notes in Artificial Intelligence*, No. 549, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, pp. 470-474.
- Good, I. J.** (1950). *Probability and the weighing of evidence*, London, Charles Griffin.
- Good, I. J.** (1962). *Good thinking: the foundations of probability and its application*, University of Minnesota Press.
- Halpern, J.** (1999). *A counterexample to theorems of Cox and Fine*, Journal of AI research, vol. 10, pp. 67-85.
- Halpern, J.** (1999). *Technical Addendum, Cox's theorem Revisited*, Journal of AI research, vol. 11, pp. 429-435.
- Harary, F.** (1969). *Graph Theory*, Addison-Wesley.
- Hardy, G.H.** (1908). *A course of pure mathematics*, Press Syndicate of the University of Cambridge.
- Helton, J.C.** (1997). *Uncertainty and sensitivity analysis in the presence of stochastic and subjective uncertainty*, Journal of Statistical Computation and Simulation, vol. 57, pp. 3-76.
- Hermassi, E.** (1980). *The Third World Reassessed*.
- Hesse, M.** (1966). *Models and analogies in science*, University Notre Dame Press, Indiana.
- Kasdan, A. R.** (1973). *The Third World: A New Focus for Development*.
- Kelly, K. & Glymour, C.** (2003). *Why Probability Does Not Capture the Logic of Scientific Justification*, in Christopher Hitchcock, ed., *Contemporary Debates in the Philosophy of Science*, London: Blackwell.
- Keynes, J. M.** (1921). *A treatise on probability*, in The collected writings of J.M. Keynes, vol. VIII, The Macmillian Press LTD.
- Knight, F.** (1921). *Risk, uncertainty and profit*, Boston, MA: Hart, Schaffner & Marx; Houghton Mifflin Company.
- Koopman, B.O.** (1940a). *The axioms and algebra of intuitive probability*, Annals of mathematics, Vol. 41, pp. 269-292.
- Koopman, B.O.** (1940b). *The basis of probability*, Bulletin of the American mathematical society, Vol. 46, pp. 763-764.
- Kyburg, Jr. H.** (1961). *Probability and the logic of rational belief*, Wesleyan University Press, Middletown.
- Laplace, P.S.** (1812). *Théorie analytique des probabilités*, OEuvres complètes, Académie des Science, vol. VII, pp. cliii + 645.
- Longley-Cook, L.H.** (1962). "An Introduction to Credibility Theory," Proceedings of the Casualty Actuarial Society 49: 194-221; available as a separate report from Casualty Actuarial Society, 250 West 34th St., New York, NY 10019.
- Melis, E. & Veloso, M.** (1998). *Analogy in problem solving*, In L. Farinas del Cerro, D.
- Paulos, J. Allen** (2003). *A mathematician plays the Stock Market*, trad. It Roberto Merlini, Un matematico gioca in Borsa, Garzanti, 2004, pp. 224.
- Pearl, J.** (1990). *Readings in uncertain reasoning*, Morgan Kaufmann Publishers Inc., San Francisco, CA, USA, pp. 768.
- Peirce, Charles S.** (1910). *Notes on the doctrine of chances*.
- Polya, G.** (1954). *Induction and analogy in mathematics*, vol. I - Induction and analogy in mathematics, e vol. II – Patterns of plausible inference, Princeton University Press.
- Polya, G.** (1957). *How to solve it*, 2nd edition, Princeton University Press.
- Popper, K.** (1959). *The Logic of Scientific Discovery*, London, Hutchinson.
- Popper, K.** (1959). *The propensitive interpretation of probability*, British journal for the philosophy of science, Vol. 10, pp. 24-52.
- Ramsey, F.P.** (1926). *Truth and probability*, in The foundations of mathematics and other logical essays, Routledge.

- Reitsma, H. A. & Kleinpenning, J.M.** (1985). *The Third World in Perspective*.
- Renon, L. V.** (1998). *Aristotle's endoxa and plausible argumentation*, Argumentation, vol.12, pp.95-113.
- Rescher, N.** (1976). *Plausible reasoning*, Assen-Amsterdam, Van Gorcum.
- Russell, S.** (1988). *Analogy by similarity*, in D.H. Helman (ed.), *Analogical Reasoning*, Kluwer Academic Publisher, pp. 251-269.
- Sesto Empirico** (1975). *Contro i logici*, Introduzione, traduzione e note di Antonio Russo. - Roma-Bari : Laterza, LXIV, pp. 280.
- Shafer, G.** (1976). *A mathematical theory of evidence*, Princeton University Press.
- Shelley, C.** (2002a). *Analogy Counterarguments and the Acceptability of Analogical Hypotheses*, British journal for the philosophy of science, Volume 53, Issue 4, pp. 477-496.
- Shelley, C.** (2002b). *The analogy theory of disanalogy: when conclusions collide*, Metaphor and Symbols, 17(2), pp.81-97.
- Shelley, C.** (2003). *Multiple analogies in science and philosophy*, Human Cognitive Processing, John Benjamins B.V.
- Tversky, Amos and Kahneman, Daniel**, (1974). "Judgment under uncertainty: Heuristics and biases" Science, 185 1124-1131.
- Ulam, Stanislaw M.**: 1990, *Analogies between analogies: The Mathematical Reports of S.M.*
- Ulam & His Los Alamos Collaborators** (Los Alamos Series in Basic and Applied Sciences), University of California Press, pp. 565.
- Van Horn, K.S.** (2003). *Constructing a logic of plausible inference: a guide to Cox's theorem*, International Journal of Approximate Reasoning 34, no. 1, pp. 3-24.
- Von Mises, R.** (1928). *Probability, statistics and truth*, 1954 translation, New York, Dover.
- Vreeswijk, G. A.W.** (2000). *On the relation between plausible reasoning and defeasible reasoning*, Technical report IR-292, Department of Mathematics and Computer Science, Vrije Universiteit Amsterdam, The Netherlands.
- Walton, D.N.** (2001a). *Enthymems, Common knowledge and plausible inference*, Philosophy and Rhetoric, Vol. 34, n. 2, pp. 93-112.
- Walton, D.N.** (2001b). *Abductive, presumptive and plausible arguments*, Informal Logic, Vol. 21, n. 2, pp. 141-169 .
- Walton, D.N.** (1992). *Rules for plausible reasoning*, Informal Logic, Vol. 14, n.1, pp.33-51.
- Weitzenfeld, J.** (1984). *Valid reasoning by analogy*, Philosophy of science, 51, pp. 137-149.
- Zadeh, L.** (1979). *On the validity of Dempster's rule of combination of evidence*, Memo M79/24, Berkeley.

<<Ciò che dobbiamo imparare a fare, lo impariamo facendolo>>.
[Aristotele, Etica Nicomachea]

6. Il procedimento di Analisi dei Dati

6.1. Introduzione

Il DataBase di letteratura esaminato e costruito si può ragionevolmente ritenere costituito, casualmente, da un insieme di informazioni provenienti da differenti parti del mondo.

Il periodo temporale esaminato risulta essere molto vasto (per una descrizione più esaustiva e dettagliata delle caratteristiche del DataBase si rimanda al capitolo 4).

In questo capitolo si descrivono le fasi salienti dell'analisi, studio ed elaborazione dei dati del DataBase.

Il procedimento di analisi dei dati si fonda sulle seguenti operazioni:

- a. estrazione, dal DataBase originario di partenza, delle righe che soddisfano una determinata e preselezionata condizione informativa legata primariamente alla scelta di una particolare variabile predittiva;
- b. ordinamento ed accorpamento dei tassi di rottura per valori distinti della variabile predittiva indipendente;
- c. pre-trattamento in tecnica di media mobile delle serie ottenute in seguito alla fase di accorpamento;
- d. individuazione delle strutture matematiche da indagare in fase di interpolazione;
- e. elaborazione statistica con tecnica di regressione lineare ponderata mediante l'ausilio del software SPSS;
- f. scelta della curva migliore che minimizza l'errore di predizione del modello in base a giustificazioni di carattere fisico, matematico ed ingegneristico;
- g. riporto di questa curva di interpolazione a fattore di correzione.

Le operazioni precedenti, sono di seguito approfondite in paragrafi dedicati.

6.2. L'estrazione dal DataBase di Letteratura Tecnica

La fase a) di analisi dei dati è la fase primaria e preliminare di selezione delle miniere di dati disponibili e contemporaneamente rispondenti ad una determinata caratteristica.

La fase di estrazione è consistita nell'applicazione di un filtro, con assegnate caratteristiche, al DataBase. Le operazioni di applicazione del filtro possono essere distinte in tre categorie differenti:

- 1) applicazione del filtro in funzione della presenza o assenza del valore del tasso di rottura. Questo filtro ha consentito l'analisi di un campione estratto caratterizzato da tutte quelle righe con l'informazione tasso di rottura indipendentemente dalla correlazione con una qualsivoglia variabile predittiva;
- 2) applicazione del filtro in funzione della contemporanea presenza del tasso di rottura e di un'assegnata variabile predittiva (18). In questa tipologia ricade anche il caso di filtro caratterizzato dall'assenza di informazioni predittive e dalla presenza del solo tasso di

rottura. Questo filtro ha consentito di analizzare un numero di 18 campioni estratti dal DataBase e costituiti da tutte quelle serie di valori correlati al tasso di rottura e ad una delle variabili predittive (fatta eccezione del campione estratto del tasso di rottura senza nessuna correlazione con le variabili);

- 3) in un caso specifico di cui si descriverà meglio in seguito (campione età-materiale), è stato applicato un filtro caratterizzato dalla contemporanea presenza di informazioni legate al tasso di rottura e a due variabili predittive. Questo filtro ha consentito l'analisi successiva di un numero di campioni estratti pari al prodotto della variabile numerica età per il numero di tipologie di materiali (numero campioni estratti 8).

Eseguita l'operazione di estrazione, venivano aggiornati i pesi tecnici da attribuire a ciascuna riga componente il campione. La spiegazione dell'esistenza del peso tecnico è stata già discussa ampiamente nel capitolo 5, qui si sottolinea che l'aggiornamento dei pesi tecnici è sostanzialmente legato alla circostanza che dato il livello di disaggregazione dei dati in un acquedotto, l'insieme delle stesse rotture è stato, dagli Autori dei vari lavori, associato a più variabili separatamente.

Questa operazione produce quanto meno una parziale ripetizione delle informazioni utilizzate, la quale è corretta dal peso tecnico.

Il filtro, però, opera un <<disordine>> dei vari livelli di disaggregazione. Il <<disordine>> operato, genera esclusivamente un aumento della capacità informativa di ciascuna riga del campione. Tale aumento deve, pertanto, essere ricalcolato al fine di riaggiornare il peso tecnico corrispondente.

L'operazione di rinnovamento del peso tecnico precedentemente descritta è sostanzialmente legata alle operazioni <<tecniche>> di costruzione del DataBase, indirettamente legate agli approcci e ai metodi adoperati dai vari Autori nei corrispondenti lavori per esaminare, analizzare i dati di interesse.

La scelta di aggregare o disaggregare le informazioni le une alle altre, può considerarsi ragionevolmente casuale.

L'assegnazione del peso tecnico è dunque dettata da un lato da un'esigenza di carattere sistematico-tecnico, ma dall'altro, risulta, comunque, caratterizzata da casualità.

La medesima correzione del peso tecnico sui dati del campione è anch'essa fortemente influenzata dalla casualità. Si attribuisce alla casualità la presenza o l'assenza di una riga rispetto ad un'altra in un campione piuttosto che in un altro (anche se c'è da ritenere che stesse informazioni di rottura vengano estratte più volte e si presentino in più campioni).

Se la fase di correzione del peso tecnico è casuale, può considerarsi tale anche la fase di estrazione e formazione del campione?

6.2.1. Problematiche di letteratura sulla utilizzabilità di metodi parametrici e non parametrici e applicazione al caso in esame

In altri termini, i dati di cui è costituito il DataBase e indirettamente i vari campioni estratti, soddisfano le condizioni di base della statistica applicata?

Analizziamo di seguito i tre assunti su cui si fonda la statistica parametrica che costituiranno la base per tutte le successive riflessioni.

Il test t di Student per uno o per due campioni, il test F di Fisher per l'analisi della varianza, la correlazione, la regressione lineare semplice e la regressione multipla e la statistica multivariata che rappresentano lo sviluppo di tali tecniche applicate contemporaneamente a molte variabili sono i metodi di inferenza classici o di statistica parametrica.

Prima della applicazione di ognuno di questi test, è fondamentale che siano sempre verificati e soddisfatti alcuni assunti che riguardano la popolazione d'origine, dalla quale si presume che i dati campionari siano stati estratti.

Nel caso in cui anche uno solo dei presupposti non sia rispettato, neppure dopo appropriati tentativi di trasformazione dei dati che modificano la forma della distribuzione campionaria, possono ragionevolmente sorgere dubbi sulla validità delle inferenze raggiunte.

Qualunque risultato statistico può essere messo in dubbio, quando non è certo che siano state rispettate compiutamente le condizioni di validità del test applicato.

Il primo assunto da rispettare è *l'indipendenza dei gruppi campionari: i campioni sottoposti ai differenti trattamenti dovrebbero essere generati per estrazione casuale da una popolazione, nella quale ogni soggetto abbia la stessa probabilità di essere incluso in un gruppo qualsiasi.*

In questo modo, i fattori aleatori o non controllati, quelli che, a titolo esemplificativo, nel test t di Student formano l'errore standard e che nell'analisi della varianza formeranno la varianza d'errore o residuo, dovrebbero risultare casualmente distribuiti e non generare distorsioni o errori sistematici.

È una condizione che spesso è soddisfatta con facilità e che dipende quasi completamente dalla programmazione dell'esperimento.

Nell'ambito di questa attività di studio e di ricerca, il soddisfacimento di questa prima ed imprescindibile condizione operativa può ritenersi ragionevolmente ottemperato.

La fase di estrazione applicata al Database generato, in tal senso, opera un filtro sulle righe che costituiscono il Database, conservando esclusivamente quelle che presentano una determinata e precisa informazione richiesta, nella fattispecie almeno due (tasso di rottura e variabile predittiva considerata) delle informazioni descrittive contemplate in fase di costruzione di questo modello.

Se da un lato è inequivocabile che la condizione di equi-probabilità di estrazione non può certamente essere soddisfatta, essendo le informazioni contenute nel Database affette da un elevato livello di disaggregazione, dall'altro, le stesse possono ritenersi casualmente distribuite ed incasellate nelle diverse righe.

Sviluppando un ragionamento <<estremista>>: la probabilità di estrazione di un'assegnata riga in un campione può risultare massima (uno) e minima (nulla) in un altro campione.

Accade che una riga può avere la stessa probabilità di apparizione in più campioni, ma sarà difficile se non altamente improbabile la sua presenza in tutti gli n campioni se con n indichiamo il numero totale di estrazioni pari a 27.

La presenza o l'assenza di una qualsivoglia informazione è dettata ragionevolmente dal caso per quattro ordini di motivi:

- 1) è marginalmente casuale che le informazioni contenute in una determinata pubblicazione siano state considerate nell'ambito di questa raccolta di ricerca. (L'avverbio marginalmente vuole sottolineare l'arresto, in un certo istante dello studio, della fase di reperimento ed acquisizione dei dati. È certamente casuale la scelta dell'istante di arresto. Non è da escludere la presenza di ulteriori fonti scientifiche non consultate e/o non consultabili per motivi di natura diversa, ma dalla cui esistenza si prescinde per altrettanti motivi di carattere casuale);
- 2) è sostanzialmente casuale l'indagine spazio-temporale delle singole e distinte reti considerate in fase di costruzione del DataBase. (Qui l'avverbio sostanzialmente vuole sottolineare che la maggiore o minore presenza di alcune reti nel DataBase esaminato, seppur influenzata da una consultazione casuale, è, anche, indissolubilmente se non indirettamente legata alle condizioni socio-economiche peculiari di un'area geografica. Un'area del pianeta caratterizzata da un livello di benessere elevato/agiato disporrà di una

maggior forza finanziaria ed economica di indagine sulle proprie infrastrutture, nella fattispecie acquedottistiche, e altresì di un maggior peso e rappresentanza culturale nel palcoscenico bibliografico internazionale, allontanando in tal modo l'ipotesi di distribuzione equi-probabile delle informazioni quando inserite in un contesto mondiale e planetario. Pur tuttavia, nella presente trattazione si ipotizza di poter prescindere da cause di natura esterna all'indagine primaria e ritenute assolutamente trascurabili in fase di spiegazione dell'assunto di casualità). Tale aspetto della casualità non risultava, dunque, essere rispettato. Al fine di correggere e ricondurre il problema a nessi di casualità, è stato introdotto il peso sociale attraverso il calcolo dell'esponente n di cui si è ampiamente discusso nel paragrafo 5.2.6.3.

- 3) è casuale che le informazioni di una determinata rete idrica siano complete e che le corrispondenti informazioni di un'analogica rete idrica siano deficienti e non esaustive;
- 4) è, infine, casuale l'analisi di una rete idrica piuttosto che di un'altra. Tale ultimo livello di casualità è intimamente connesso alla logica di scelta del ricercatore di una determinata Università di analizzare un distretto acquedottistico gestito da un determinato Ente Gestore. Pur essendo eventualmente presente una dietrologia logica, si può considerare sostanzialmente casuale anche quest'ultimo livello.

In conclusione, è da considerarsi sostanzialmente soddisfatto e/o corretto l'assunto di casualità e di contemporanea indipendenza dei gruppi campionari.

Eccezioni ed anomalie che non soddisfano l'assunto di casualità sono emerse studiando ed analizzando il terzo assunto dell'omoschedasticità.

Un maggior approfondimento viene fornito successivamente.

L'assunto di casualità costituirà la base teorica, nonché l'ossatura di partenza e di arrivo del modello immaginato ed elaborato e sulla quale si dirà più avanti nel corpo del testo.

Il secondo assunto, distintivo della statistica parametrica, riguarda **la normalità delle distribuzioni**.

Da essa deriva la relazione tra popolazione dei dati e medie dei campioni, secondo il teorema del limite centrale (figura 6.1): se da una popolazione con media μ e varianza σ^2 , i cui dati abbiano una forma di distribuzione non normale, si estraggono casualmente campioni di dimensione n , le loro medie:

- si distribuiranno normalmente;
- con media generale μ ;
- errore standard σ/\sqrt{n}

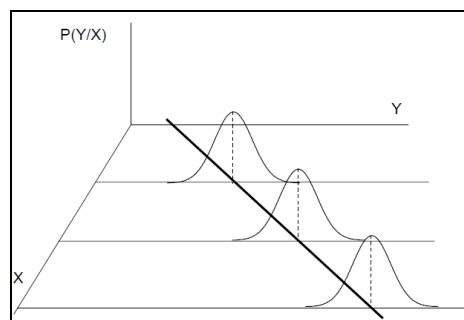


Figura 6.1 Rappresentazione grafica-schematica delle condizioni di validità dell'analisi di regressione (Verifica di Normalità della Distribuzione).

La non normalità della distribuzione delle medie è un indice serio di un'estrazione non casuale.

La grande importanza pratica del teorema del limite centrale, che rende diffusamente applicabile la statistica parametrica, deriva dal fatto che gruppi di dati (x_{ij}) , estratti da una popolazione distribuita in modo differente dalla normale, hanno medie (\bar{x}_i) che tendono a distribuirsi normalmente.

La distribuzione normale è la forma limite della distribuzione delle medie campionarie \bar{x}_i per n che tende all'infinito. Tuttavia, si può avere una buona approssimazione alla normale della distribuzione delle medie \bar{x} , anche quando n è piccolo e la distribuzione dei dati (x_{ij}) è molto distante dalla normale. Nell'ambito di questa attività di ricerca è certamente non rispettato questo secondo assunto per la natura stessa del fenomeno. I valori assunti dalla variabile dipendente (il tasso di rottura Λ) sono esclusivamente ed appartenenti all'insieme dei numeri reali non negativi e così anche le loro medie. Pertanto, la non normalità delle medie risulta influenzata dalla natura stessa del fenomeno considerato e non certamente da una erronea estrazione dei dati (essendo già stata dimostrata la casualità dell'estrazione).

In ogni caso, in letteratura si suppone che anche una caratterizzazione dei dati attraverso una distribuzione marcatamente lontana dalla normale possa ragionevolmente essere ritenuta accettabile e posta alla base della ordinaria trattazione matematica.

Si suppone, cioè, che nell'ambito delle approssimazioni possibili, tali scostamenti dalla naturale posizione dei precedenti assunti siano comunque permessi e plausibili.

La verifica analitica di questo secondo assunto, è avvenuta mediante l'applicazione di una tecnica Q-Q Plot. Il Q-Q Plot è la rappresentazione grafica dei quantili di una distribuzione.

Confronta la distribuzione cumulata della variabile osservata con la distribuzione cumulata della normale. Se la variabile osservata presenta una distribuzione normale, i punti di questa distribuzione congiunta si addensano sulla diagonale che va dal basso verso l'alto e da sinistra verso destra.

Si pone il problema dell'assegnazione di una famiglia di distribuzioni di frequenze ad un set di dati per andare a determinare una funzione di frequenza cumulata.

Tale problema risulta essere l'operazione di *plotting position*. Il *plotting position* effettua una stima del valore teorico di $F(x_i)$. Se si è in possesso di un set di dati con diversi valori, è evidente che per andarli a porre in un diagramma delle frequenze cumulate, e quindi per poter valutare il loro comportamento, si dovrà assegnare una frequenza relativa ad ognuno di questi dati.

L'azione che ci permette di assegnare una frequenza relativa al set di dati è, per l'appunto, la *plotting position*. Nell'ambito di questo documento di Tesi, si riportano da un punto di vista esemplificativo, i risultati dell'analisi Q-Q Plot per un'assegnata variabile predittiva.

Assegnata la variabile di interesse, per ciascun valore distinto, si è analizzata ed osservata la corrispondente distribuzione cumulata dei tassi di rottura.

La variabile predittiva selezionata e considerata nell'esempio, è la variabile diametro.

Esistono 10^2 valori distinti di diametro. Si riportano di seguito i Q-Q Plot per i diametri: 32mm; 40mm; 60mm; 92,5mm; 125mm; 180mm; 500mm; 900 mm.

L'analisi occhiometrica dei vari Q-Q plot riportati in figura 6.2 mostra distribuzioni talora platicurtiche (vedi 60mm; 92,5mm; 500mm), talora leptocurtiche (32mm; 125mm; 900mm).

In particolare per i diametri 40 e 180 mm si osservano andamenti di distribuzione molto vicini all'andamento normale.

È plausibile, dato l'ampio ventaglio di casi analizzati che, mediamente, la distribuzione possa ragionevolmente considerarsi normale, e che tali scostamenti siano sostanzialmente accettabili e plausibili nel contesto di ricerca individuato e descritto.

Si passa, infine, ad esaminare l'ultimo assunto.

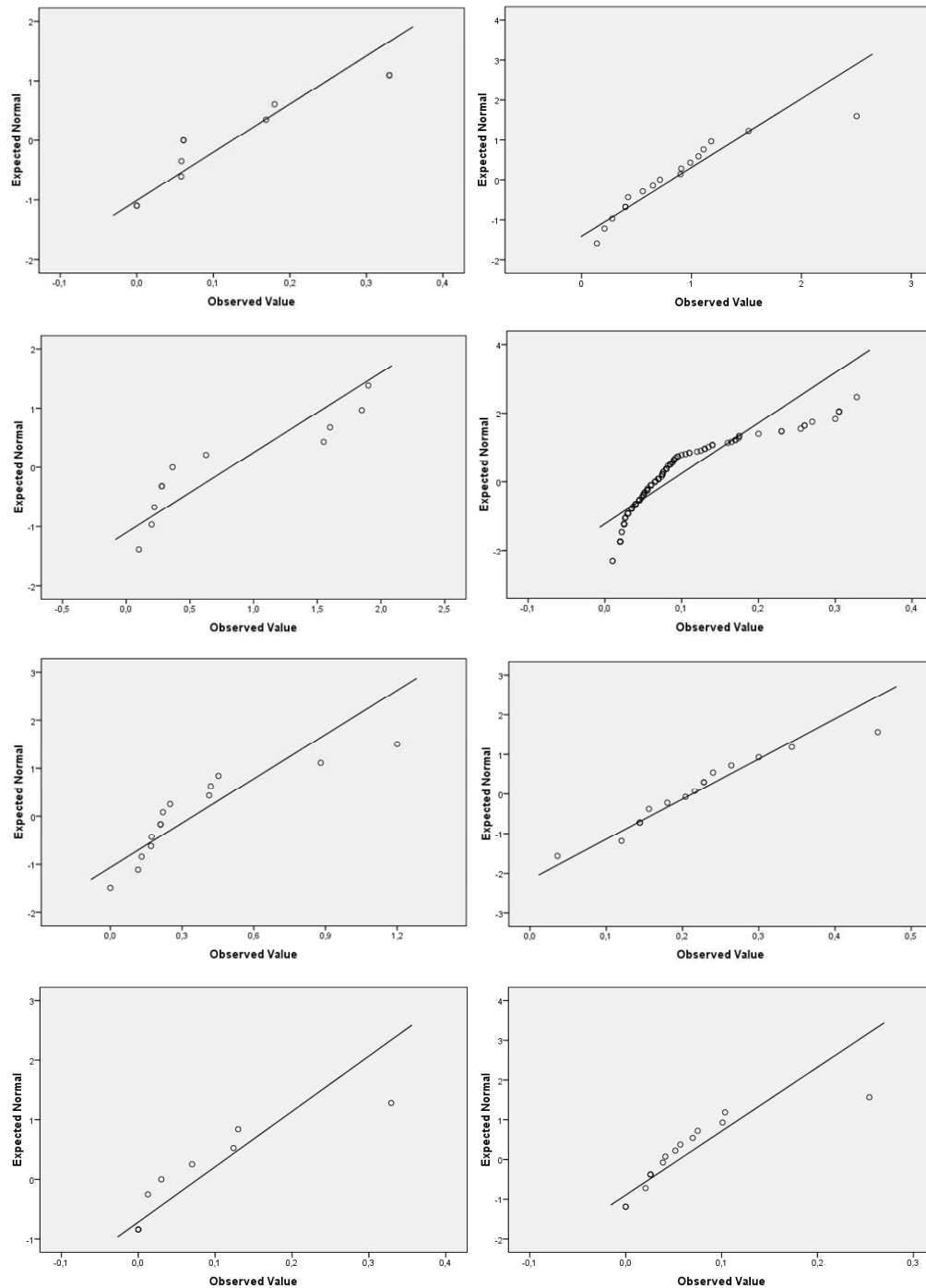


Figura 6.2 Q-Q Plot per i diametri: 32mm; 60mm; 125mm; 500mm; (a sinistra); 40mm; 92,5mm; 180mm; 900 mm. (a destra).

Il terzo assunto riguarda ***la omoschedasticità o omogeneità delle varianze***: se sono formati per estrazione casuale dalla medesima popolazione, come espresso nell'ipotesi nulla H_0 , i vari gruppi devono avere medie uguali ancorché varianze uguali.

La non verifica di questa condizione escluderebbe il soddisfacimento del terzo assunto.

Nella statistica parametrica, è possibile verificare se esistono differenze significative tra medie campionarie, solamente quando i gruppi a confronto hanno la stessa varianza.

Con un concetto preso dal buon senso, la credibilità di una media è determinata dalla variabilità dei suoi dati. Se due gruppi di dati hanno varianze differenti, hanno due medie con credibilità differenti: è errato calcolare una varianza comune ed utilizzare la media dei due gruppi, come nella vita per conoscere la verità non è corretto fare la media tra due affermazioni, quando la prima proviene da una persona credibile, che dice il vero, e la seconda da una persona non credibile, che spesso afferma il falso.

Al fine di verificare l'esistenza del terzo assunto, è stato calcolato il valore medio, la deviazione standard e la deviazione standard della media per ciascun campione estratto dalla popolazione (universo). Il valore medio Λ_m e la deviazione standard σ sono stati calcolati con tecnica ponderata.

In prima approssimazione, si ritiene, invece, accettabile il calcolo della deviazione standard della media δ_m senza ponderazione attraverso l'uso della radice di n , dove n è il numero di valori di tassi di rottura costituenti il campione. I risultati sono riportati nella tab. 6.1., i valori Λ_m sono nella tab. 7.1.

Variabile Predittiva	σ	δ_m	$\Lambda_m - \delta_m$	$\Lambda_m + \delta_m$
Modello zero	2,0522	0,0366	0,2985	0,3718
Solo Tassi di Rottura	0,4743	0,0360	0,1871	0,2590
Diametro	2,9803	0,0930	0,1627	0,3487
Età-Acciaio	15,6032	1,5374	-0,8515	2,2234
Età-cap	0,0257	0,0148	0,0832	0,1129
Età-fibrocemento	0,0998	0,0179	0,0853	0,1211
Età-ghisa grigia	0,3139	0,0136	0,2557	0,2829
Età-ghisa sferoidale	0,1563	0,0326	0,1187	0,1839
Età-pead	0,1581	0,0299	0,0929	0,1527
Età-polietilene	0,3797	0,0871	0,2977	0,4719
Età-pvc	1,1820	0,0926	-0,0140	0,1712
Materiale	2,7788	0,0698	0,2023	0,3419
Pressione	0,5433	0,0169	0,3612	0,3950
Terreno	0,3093	0,0198	0,2978	0,3373
DIPRA	0,4095	0,1024	0,3461	0,5509
Pioggia	1,0031	0,0423	0,9599	1,0445
Temperatura aria	0,0919	0,0095	0,0478	0,0669
Temperatura terreno <-1°C	0,4812	0,0254	1,5964	1,6471
Traffico	0,0659	0,0125	0,0707	0,0956
Umidità	0,1290	0,0258	0,1546	0,2062
Freezing Index	0,1290	0,0258	0,1546	0,2062
Aggressive Index	0,0370	0,0096	0,0386	0,0577
Sulphate content	0,1466	0,0277	0,1089	0,1643
Durezza	0,0420	0,0105	0,0411	0,0621
Alcalinità	0,0368	0,0092	0,0389	0,0573
Profondità di posa	0,3471	0,0163	0,1551	0,1877
Letto di posa	0,1812	0,0144	0,1814	0,2102

Tabella 6.1 Analisi della deviazione standard della media per singolo campione.

I risultati non sono affatto in linea con le aspettative. L'analisi della tabella 6.1 dimostra la mancanza di omoschedasticità.

Quando estraiamo un piccolo campione perché stiamo esaminando un parametro periferico (pioggia, terreno o simili) abbiamo in genere pochissimi dati da una sola pubblicazione (o pochissime pubblicazioni). Quell'estrazione dunque non è casuale, ma possiede un "bias" legato al fatto che tutti i suoi dati presentano (a parte il parametro interessato) tutti gli altri parametri in genere sostanzialmente uguali fra loro (e diversi ovviamente dai dati medi mondiali).

I risultati della tabella 6.1. devono essere considerati come dimostrazione almeno approssimativa di non-omoschedasticità.

La circostanza di avere, in tanti casi, deviazioni standard molto piccole (generando dunque la non-omoschedasticità) potrebbe al contrario essere preso a conferma del fatto che per i parametri non interessati dall'estrazione le altre condizioni erano praticamente costanti, e quindi che quell'estrazione può essere utilizzata. La deviazione standard di tutti i dati è pari a 0,0366; poiché assumiamo che a livello complessivo i dati siano opportunamente mescolati, possiamo considerare che un dato di alcuni centesimi in relazione a numerosità di dati dell'ordine di poche migliaia sia un segnale di buon mescolamento.

Se i dati sono alcune centinaia, il buon mescolamento sarà certificato da valori della deviazione standard fino a circa 0,10 (cioè il dato precedente moltiplicato per $\sqrt{3}$).

Ciò avviene praticamente quasi sempre. Se però i dati sono alcune decine o meno, dovremmo aspettarci una deviazione standard dell'ordine di 0,3; in questa situazione i valori di deviazione standard molto minori di 0,3 non certificano più un buon mescolamento, ma un altro fenomeno: l'estrazione proviene praticamente da un solo sistema, in cui un solo parametro (quello di interesse dell'estrazione) è variabile, e tutti gli altri sono praticamente costanti, non contribuendo così alla variabilità del Λ .

Sintetizzando. Valori di deviazione standard "attesi" certificano il buon mescolamento dei dati; valori di deviazione standard molto piccoli certificano la uniformità dei parametri diversi da quello di estrazione. In entrambi i casi è legittimo effettuare i nostri calcoli di funzioni di correzione.

Le uniche situazioni in cui si potrebbero presentare problemi a svolgere i calcoli dovrebbero essere quelle con deviazioni standard maggiori di quelle attese. L'unico caso appartiene alla categoria età-acciaio il quale discende da un singolo dato eccezionalmente grande.

Le rotture sono provenienti da una rete del continente africano (Kampala, Uganda), dove la lunghezza e il periodo temporale di riferimento risultano così minuscoli da provocare un vertiginoso aumento del tasso di rottura.

Tale dato non è stato escluso mediante applicazione della teoria di Chauvenet, ma recuperato attraverso la successiva applicazione della tecnica di accorpamento dei valori (tecnica di cui si dirà maggiormente nel successivo paragrafo).

Infine, una breve osservazione sui valori estremanti negativi.

Essi derivano e dipendono dall'applicazione di una metodologia gaussiana a distribuzioni non gaussiane. Nelle distribuzioni asimmetriche, anche la deviazione standard è asimmetrica, nel senso che esiste una deviazione standard positiva e una deviazione standard negativa (la prima opportunamente maggiore della seconda).

Nella presente trattazione non si considererà tale aspetto statistico del fenomeno.

In definitiva, la disamina approfondita posta a base della verifica dell'assunto di omoschedasticità, dimostra che il terzo assunto non viene soddisfatto.

Pur tuttavia, avendo ragionevolmente dimostrato i primi due assunti, si riterrà lecito applicare ed adoperare una tecnica statistica parametrica.

6.2.2. Le tecniche parametriche e non parametriche

Quando la forma della distribuzione dei dati è ignota, servono test che possano essere applicati con qualunque forma di distribuzione.

È una situazione che nella ricerca sperimentale si realizza con frequenza e che richiede l'uso di test indipendenti dalla forma della distribuzione, come sono appunto molti di quelli non parametrici.

L'origine di queste tecniche può essere fatta risalire al Chi-quadrato di K.Pearson e al metodo della probabilità esatta di R.A. Fisher.

Lo sviluppo avviene soprattutto a partire dal 1940 e può dirsi ormai concluso all'inizio degli anni '70. Ma la sua applicazione è sempre stata limitata a pochi casi.

In questi anni l'importanza della statistica non parametrica è fortemente aumentata.

Nelle riviste internazionali, è avvenuta una rapida evoluzione nelle scelte degli esperti di statistica.

Fino a poco tempo fa, i test parametrici erano quasi sempre richiesti, quando non fosse dimostrato che la distribuzione doveva essere considerata, con elevata probabilità, differente dalla normale; ora sempre più spesso sono accettati solamente se è possibile dimostrare che la distribuzione è normale o approssimativamente tale.

Si è rovesciato l'onere della prova, per accettare la validità di un test parametrico. Sovente nella ricerca sperimentale è possibile disporre solo di pochi dati, che sono assolutamente insufficienti per dimostrare la normalità della distribuzione; in particolare quando il fenomeno studiato è nuovo e non è possibile citare dati di altre esperienze.

Nelle edizioni più recenti, vari testi importanti di statistica applicata consigliano di ricorrere alle tecniche non parametriche quando gli assunti teorici relativi alle condizioni di validità della distribuzione normale non sono dimostrati.

In condizioni di incertezza sull'esistenza delle condizioni richieste da un test parametrico, come quasi sempre succede quando si dispone di pochi dati, una soluzione sempre più diffusa suggerisce una duplice strategia:

- 1) utilizzare un test appropriato di statistica parametrica;
- 2) convalidare tali risultati mediante l'applicazione di un test non parametrico equivalente.

Se le probabilità stimate con i due differenti metodi risultano simili, sono confermate la robustezza del test parametrico e la sua sostanziale validità anche in quel caso.

Il test non parametrico quindi:

- può servire per confermare i risultati ottenuti con quello parametrico;
- come misura preventiva contro eventuali obiezioni sulla normalità ed omoschedasticità dei dati.

Se le probabilità dei due test (non il loro valore, che è stimato sulla base di logiche diverse) risultassero sensibilmente differenti, dovrebbe essere considerato come più attendibile il test non parametrico e sarebbe conveniente riportare nella pubblicazione solo esso. Infatti è fondato su condizioni meno rigorose e di conseguenza è caratterizzato da inferenze più generali.

Alcuni autori, tra cui l'autorevole Peter Armitage che nel suo testo con Geoffrey Berry (Statistica Medica. Metodi statistici per la ricerca in Medicina, McGraw-Hill, Libri Italia, Milano, XIX + 619 pp., tradotto anche in italiano nel 1996 dal testo del 1994 Statistical Methods in Medical Research, Blackwell Scientific Publication Limited, Oxford), hanno sintetizzato questi concetti in alcuni consigli conclusivi ai ricercatori (pag. 472): *“In generale, è forse meglio considerare i metodi non parametrici come un insieme di tecniche cui far riferimento quando gli assunti teorici standard hanno una validità relativamente dubbia. Infine torna spesso utile poter confermare i risultati di un test di significatività basato sulla teoria normale mediante l'applicazione di un appropriato test non parametrico”*.

In modo più esplicito, il consiglio pratico è: *“Quando sei incerto se utilizzare un test parametrico oppure uno non parametrico, usali entrambi. Con pochi dati e in una ricerca nuova, il dubbio sulla normalità esiste sempre. I metodi non parametrici sono meno potenti, per cui è più difficile rifiutare l'ipotesi nulla; ma quando l'ipotesi nulla è rifiutata, generalmente le conclusioni non possono essere sospettate d'invalidità.”*.

I test non parametrici presentano vantaggi e svantaggi. I test non parametrici sovente si fondano su una tecnica statistica semplice. Con poche eccezioni, richiedono calcoli elementari, spesso fondati sul calcolo combinatorio, che possono essere fatti in modo rapido, anche mentalmente, senza alcun supporto tecnico sofisticato. Per tale caratteristica è comprensibile la definizione, data anni fa da Tukey, di "*metodi rapidi e sporchi*", per evidenziare da una parte il minor tempo richiesto dai calcoli, dall'altra anche la minor eleganza logica e la inferiore pulizia matematica formale rispetto ai metodi parametrici.

Quando per la verifica delle ipotesi non è possibile o non è conveniente applicare i metodi classici, si può ricorrere a test di statistica non parametrica, detti anche metodi indipendenti dalla forma della distribuzione (distribution-free).

Per la maggior parte, questi metodi sono fondati sulle statistiche di rango o d'ordine; non utilizzano la media, ma la mediana come misura della tendenza centrale; vengono applicati indifferentemente sia alle variabili casuali discrete che a quelle continue.

Quando le scale sono qualitative o ordinali e i campioni non sono di grandi dimensioni non esistono alternative accettabili all'uso di test non parametrici.

I metodi non parametrici presentano diversi vantaggi. Nell'introduzione del Capitolo I, del testo *Nonparametric Statistical Methods*, (2nd ed. John Wiley & Sons, New York, XIV + 787 pp.) pubblicato nel 1999, Myles Hollander e Douglas A. Wolfe ne elencano nove.

Con un lista ancor più ampia, si può ricordare che i metodi non parametrici:

- richiedono poche assunzioni sulle caratteristiche della popolazione dalla quale il campione è stato estratto, in particolare non richiedono l'assunzione tradizionale di normalità; richiedono cioè ipotesi meno rigorose, in numero minore, più facilmente verificate nella realtà;
- permettono di stimare un valore esatto di probabilità per i test e gli intervalli di confidenza, senza richiedere la normalità della distribuzione;
- forniscono risposte rapide con calcoli elementari quando i campioni sono piccoli; sono meno sensibili ai valori anomali e quindi più estesamente applicabili; portano a conclusioni più generali e sono più difficilmente confutabili;
- spesso sono più facili da capire;
- alcune volte permettono anche analisi differenti, non possibili con i metodi classici poiché non esistono test parametrici equivalenti, come nel caso del test delle successioni;
- in certe condizioni, hanno addirittura una potenza maggiore, in particolare quando i dati raccolti sono molto distanti dagli assunti di validità del test parametrico;
- le nuove tecniche, quali il *jackknife* e il *bootstrap* permettono di analizzare situazioni molto complesse, dove i metodi parametrici non sono in grado di derivare una distribuzione delle probabilità;
- la diffusione dei computer rende il loro uso più semplice ed esteso.

Impiegati vantaggiosamente in una varietà di situazioni, i test non parametrici presentano anche alcuni svantaggi:

- per scale d'intervalli o di rapporti, quando le condizioni di validità per i metodi classici sono rispettate in modo rigoroso;
- sovente sfruttano in modo meno completo l'informazione contenuta nei dati; quindi hanno una potenza minore, in particolare quando riducono l'informazione da scale d'intervalli o di rapporti a scale di rango o a risposte binarie;

- per campioni di grandi dimensioni i metodi non parametrici, soprattutto se fondati sul calcolo combinatorio, a volte richiedono metodologie più lunghe, manualmente impossibili, che pretendono l'uso del calcolatore.

I metodi non parametrici sono adatti a problemi relativamente semplici, come il confronto tra due o più medie o tra due o più varianze, sempre relativamente ad un solo fattore.

Con strutture di dati complesse, in cui si vogliano considerare contemporaneamente più fattori e covariate, non esistono ancora alternative al modello parametrico.

In conclusione di questo paragrafo, dato il problema da risolvere, è risultato da un lato conveniente, dall'altro possibile (a meno delle approssimazioni secondarie intrinseche del fenomeno stesso studiato), applicare un metodo statistico di tipo parametrico.

La verifica degli assunti, infatti, pur laddove non pienamente rispettata e soddisfatta è stata opportunamente corretta e ragionevolmente si è potuto ritenere di aver ricostruito le condizioni di validità ed applicabilità della statistica parametrica.

6.3. Ordinamento ed accorpamento dei tassi di rottura per valori distinti della variabile predittiva indipendente

Successivamente alla fase di estrazione campionaria e alla correzione del peso tecnico, si è proceduto a calcolare il tasso di rottura medio ponderato per quell'estrazione scegliendo come pesi i termini w secondo la relazione (5.62).

In seguito all'aggiornamento del peso tecnico la (5.62) diviene:

$$w_e = w_c'' \cdot w_{t-adj.} \quad (6.1)$$

dove:

w_e è il valore del peso finale per ogni riga dell'estrazione/campione;

w_c'' è il valore del peso dopo la correzione sociale;

$w_{t-adj.}$ è il valore del peso tecnico corretto ed aggiornato secondo le riflessioni del capitolo 5.

Il tasso di rottura medio ponderato per estrazione, si ottiene:

$$\bar{\Lambda} = \frac{\sum_{i=1}^n w_{ei} \cdot \Lambda_i}{\sum_{i=1}^n w_{ei}} \quad (6.2)$$

A questo punto, al fine di ripulire il digramma di dispersione sul quale erano rappresentati in ordinata la variabile dipendente (tasso di rottura) e in ascissa la variabile indipendente (predittiva), è stato applicato:

- un ordinamento dei tassi di rottura in senso crescente della variabile predittiva;
- un accorpamento dei tassi di rottura per ciascun valore distinto della variabile predittiva.

L'operazione di ordinamento ha generato una riorganizzazione dei valori dei tassi di rottura. Se essi precedentemente erano inseriti per acquedotto e risultavano essere casualmente ordinati, ora vengono

rimescolati secondo una logica che associ quel tasso di rottura sempre corrispondente ad un determinato valore della variabile predittiva, ma questa volta in ordine crescente dei valori della variabile.

Si vengono così a formare dei cluster (raggruppamenti) di tassi di rottura individuati per ciascun valore distinto della variabile indipendente.

Se indichiamo con n il numero di dati costituenti il campione e con m il numero di cluster presenti, risulta evidentemente che $m \leq n$.

La fase di accorpamento è consistita invece nell'associare ad un valore distinto della variabile predittiva un unico valore del tasso di rottura. Per assegnato valore della variabile predittiva, è stato associato come valore del tasso di rottura, il valore medio ponderato del cluster corrispondente, ponderando attraverso i pesi w_e ; mentre alla variabile predittiva il valore ottenuto dalla media ponderata degli stessi, che risultando uguali, riportano al valore di variabile predittiva che contraddistingue quel cluster.

Per ogni valore della variabile predittiva distinto, individuato il valore medio ponderato del tasso di rottura, è stato associato come peso finale, la somma dei pesi del cluster. Se il generico cluster m è costituito di k valori corrispondenti all'assegnato valore (distinto) della variabile predittiva, il peso finale attribuito risulta pari a:

$$W_{e_m} = \sum_{j=1}^k w_{e_{mj}} \quad (6.3)$$

dove:

W_{e_m} risulta essere il peso finale del cluster;

$w_{e_{mj}}$ il valore del peso per la j -esima riga del cluster m -esimo;

k il numero di elementi che costituisce il cluster m -esimo;

j il pedice della sommatoria estesa ai k valori.

Viene riportato di seguito a titolo esemplificativo il diagramma a dispersione (prima e dopo l'operazione di accorpamento dei clusters) del tasso di rottura con il diametro.

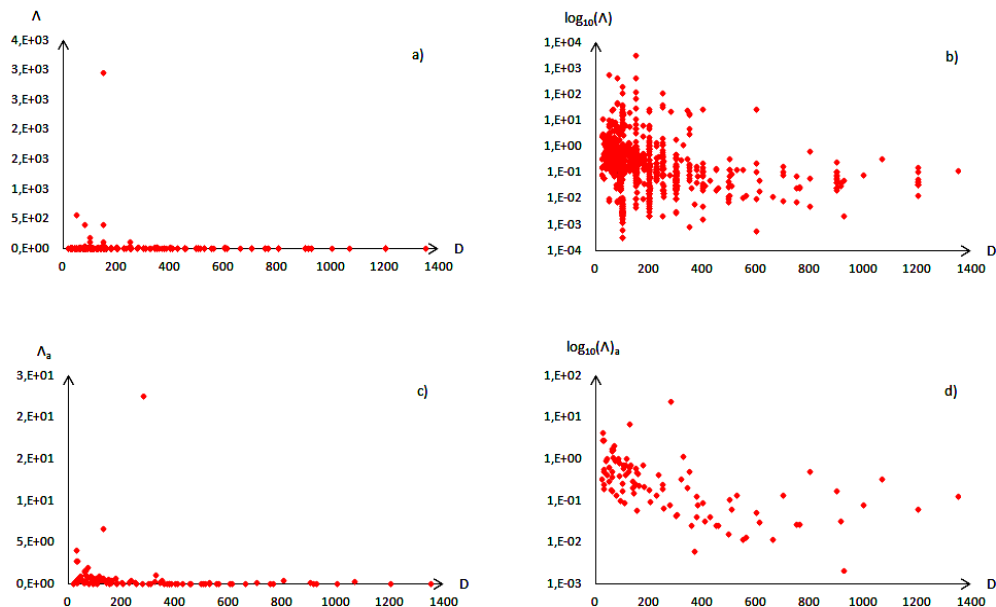


Figura 6.3 I diagrammi a) e c) riportano il grafico a dispersione prima e dopo l'operazione di accorpamento in scala naturale; i diagrammi b) e d) riportano gli stessi grafici in scala semi-logaritmica sull'asse delle ordinate.

L'accorpamento per il campione diametro consente di passare da 1'028 valori a 100 valori distinti del diametro.

6.4. Pre-trattamento in tecnica di media mobile delle serie ottenute in seguito alla fase di accorpamento

In questo paragrafo vengono descritte le motivazioni principali e fondamentali che hanno reso necessario l'applicazione di una tecnica di media mobile semplice prima della successiva elaborazione.

Nella ricerca biologica, ambientale e farmacologica, sono frequenti i casi in cui l'interesse è rivolto all'analisi di serie temporali di dati. In medicina può essere l'esame di un parametro rilevato varie volte nel tempo a un paziente; nella ricerca ambientale, il monitoraggio di un inquinante o di un indice generico di inquinamento; in agraria la quantità di una vitamina presente in un alimento, in funzione del tempo trascorso dalla produzione.

Gli stessi metodi in molti casi possono essere utilizzati anche per analizzare una serie spaziale, territoriale o geografica, cioè di rilevazioni effettuate a distanza crescente da un'origine convenzionale o da un punto qualsiasi. In geologia può essere la presenza di una sostanza in carote di terreno o di roccia, prelevate a profondità differenti; nella ricerca ambientale la quantità di polveri in funzione della distanza dal camino che le emette oppure il livello d'inquinamento di un fiume lungo il percorso.

Per l'analisi statistica di una serie temporale o spaziale di dati possono in genere essere adoperati (pur non essendo adoperati questi test, essi sono utili per rimarcare gli eventi casuali):

- il test delle successioni, che valuta la casualità del susseguirsi di eventi binari;
- il test di Kolmororov-Smirnov sia per uno che per due campioni, che permette di valutare la differenza per un parametro qualsiasi tra due distribuzioni oppure tra una distribuzione osservata e quella teorica o attesa.

Disponendo di una serie di dati rilevati in successione temporale oppure a partire da un'origine spaziale, il primo problema che si pone è l'individuazione dell'ipotetico andamento "normale", cioè delle quantità che dovrebbero aversi in un determinato momento o luogo, in assenza di eventi straordinari o di valori comunque distanti dal comportamento normale. Una soluzione utilizzata da molti ricercatori è l'uso di una interpolazione analitica, consistente spesso in una retta oppure in una curva di secondo o di terzo grado.

Ma essa, si ricorda che, soprattutto se ricavata con metodi parametrici, richiede condizioni di validità che la distribuzione dei dati non sempre rispetta o che il tipo di scala utilizzato non permette.

Inoltre, fondati su tutta la serie di osservazioni, questi metodi tendono ad eliminare in maniera troppo drastica sia i massimi che i minimi della curva reale, cioè proprio quei valori che caratterizzano una zona o un periodo e che di norma lasciano tracce del loro effetto su un intervallo maggiore.

La soluzione può essere l'uso di campioni mobili (*moving sample*). Ad esempio, una sequenza campionaria di 80 dati può essere scomposta in un primo sottocampione, formato dai primi 10 dati.

Il secondo sottocampione è sempre formato da 10 dati, ma iniziando dal secondo valore e terminando con l'undicesimo del campione; il terzo, prendendo i dati dal terzo al dodicesimo.

Si prosegue fino a quando è possibile avere l'ultimo sottocampione di 10 dati, che ovviamente sarà quello formato dagli ultimi 10 dati del campione totale.

Ogni volta si ottiene un sottocampione diverso, seppure solo in parte minima rispetto a quelli vicini, che si muove lungo la sequenza e ha sempre dimensioni costanti. Di ogni sottocampione si

calcola la media aritmetica. La successione delle medie di questo moving sample è la moving average o media mobile.

La perequazione di una curva mediante la media mobile ha il vantaggio, rispetto all'adattamento di una curva analitica di tipo matematico, di una minore rigidità: in genere, la curva perequata con la media mobile si adatta meglio alle particolarità della curva reale.

La media mobile:

- diminuisce sensibilmente la variabilità casuale dei singoli dati;
- evidenzia la tendenza di fondo, determinata appunto dalle variazioni sistematiche della quantità media;
- mantiene la variabilità delle medie di k dati, quindi senza eliminarla totalmente.

Inoltre, è semplice statistica descrittiva; pertanto non richiede che siano realizzate le condizioni necessarie alla validità di una retta o una curva di regressione, quando calcolata con metodi parametrici.

Il punto fondamentale, per mantenere la variabilità più utile, è la scelta del numero k di dati, che formano ogni sottocampione mobile. Poiché il metodo è applicato in particolare quando esistono fenomeni ciclici, ma con una grande variabilità tra osservazioni contigue, il numero k è scelto in funzione del periodo o ciclo la cui variabilità si vuole mantenere, eliminando o riducendo molto quella entro il ciclo, spesso determinata dalle singole osservazioni.

A causa del metodo, per un'analisi dettagliata che evidenzi queste regolarità, occorre disporre di una serie abbastanza lunga di dati, comprendente più cicli.

Generalmente le tecniche di media mobile possono essere:

- 1) tecniche di media mobile semplice;
- 2) tecniche di media mobile ponderata;
- 3) tecniche di media mobile con smorzamento.

Nell'ambito di questa ricerca viene utilizzata una tecnica di media mobile ponderata (ed in particolare si precisa ulteriormente che la tecnica adoperata nella ricerca ha previsto il taglio delle <<ali>> della media mobile, vale a dire, la tecnica è stata applicata sempre su di un numero costante di elementi).

Qui è ulteriormente da precisare che la tecnica di media mobile utilizzata è dunque priva di meccanismi di smorzamento dell'informazione (esponenziale, etc.).

In altri termini si ipotizza come base di lavoro che le osservazioni più vecchie perdano il loro valore in termini di capacità informativa non in maniera graduale, bensì bruscamente (anzi istantanea).

In quest'ottica la tecnica di media mobile è semplice, ma contemporaneamente pesata a partire dall'associazione di ciascuna informazione al corrispondente peso precedentemente discusso.

Le esigenze di adoperare un siffatta tecnica matematica nascono da una duplice considerazione:

1. la prima considerazione si basa sul fatto che, se esiste un pattern sistematico, questo possa essere individuato e separato da eventuali oscillazioni accidentali, mediante metodi di perequazione o smussamento (lisciamento, smoothing) dei dati della serie oggetto di esame. L'effetto dello smussamento è quello di eliminare disturbi casuali cosicché, una volta individuato il pattern, questo possa essere proiettato. La media mobile è un metodo di adattamento locale in quanto produce una serie di valori smussati ognuno in corrispondenza del punto di osservazione t , in base ai $k/2$ (se k è l'ampiezza della media

mobile) nel caso di k pari o $(k-1)/2$ nel caso di k dispari, valori prossimi localmente a t . Il numero di termini coinvolti nella media mobile influenza il risultato della perequazione. All'aumentare dei termini, la spezzata che unisce i punti individuati dalle medie mobili si fa più smussata. Come si può facilmente verificare, una media mobile a k termini con k dispari fa perdere $(k-1)/2$ termini all'inizio e altrettanti termini alla fine della serie. La perdita dei primi termini ha poca importanza, al contrario la perdita dei termini più recenti ha conseguenze rilevanti ai fini, poi, della successiva operazione di previsione. Una possibile soluzione consisterebbe nell'effettuare, agli estremi, delle medie mobili con un numero inferiore di termini oppure come nel caso della presente ricerca introdurre dei pesi per i vari elementi che entrano nel calcolo della media mobile;

2. i valori che compongono la serie (accorpata) dei dati (tassi di rottura) da trattare successivamente nelle elaborazioni possono anche annullarsi, presentare cioè il valore nullo. In sede di successiva linearizzazione delle funzioni attraverso l'applicazione dei logaritmi (tecnica di cui ancora non si è parlato ma che è stata successivamente adoperata e di cui occorre in questa fase tenere conto), questa circostanza avrebbe indotto problemi computazionali. L'ostacolo è stato superato individuando il minimo numero k di passi di media mobile utile per incorporare tutti i valori nulli sia della variabile dipendente (tasso di rottura), sia della variabile indipendente (predittiva). Lo studio ha individuato un valore di k pari a 3.

L'utilizzo di una media mobile con $k=3$ smussa i dati di quel tanto, utile, per ripulire ulteriormente il diagramma a dispersione (intendendo per pulizia, il <<taglio>> di asperità, punti di massimo e minimo straordinariamente esagerati), ma tale da non stravolgere l'entità delle informazioni sia per un'analisi occhiometrica, sia per una successiva analisi statistica.

È ulteriormente da notare che al variare del passo di media mobile, varia il data-set considerato per l'elaborazione statistica e varia la forma delle curve interpolanti (in particolare vengono a variare i coefficienti che descrivono la curva).

Si è ritenuto che un passo di media mobile con $k=3$ pur necessario per superare il limite della linearizzazione logaritmica della funzione, sia soddisfacente, in quanto la variazione dei coefficienti a partire dai dati accorpata sia accettabile e contemporaneamente trascurabile.

Le precedenti osservazioni racchiudono in sé il processo di pre-trattamento in tecnica di media mobile ponderata.

Dunque per un'assegnata variabile predittiva, i valori in media mobile sia del tasso di rottura, sia della stessa variabile predittiva sono stati ottenuti attraverso un processo di media mobile ponderata.

6.4.1. Approfondimenti sulla tecnica di media mobile pesata

Data la serie dei tassi di rottura Λ_i con I variabile predittiva, detto i il generico valore della serie ϵ [1:n] contenente i valori osservati della variabile predittiva I dal valore della variabile predittiva 1 al valore n , siano:

- m_1 il numero dei valori precedenti i ;
- m_2 il numero dei valori successivi i ;
- w_{e_m} il peso da attribuire all' i -esimo valore osservato sia della variabile dipendente, sia della variabile indipendente;

- $k = m_1 + m_2 + 1$ il periodo o l'ordine della media mobile, ed equivale al numero degli addendi.

Si definisce media mobile al valore i il valore quando k è dispari:

$$\Lambda_{mmi} = \frac{\left[W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]}} \cdot \Lambda_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]} + W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)-1\right]}} \cdot \Lambda_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)-1\right]} + \dots + W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]}} \cdot \Lambda_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]} \right]}{\left[W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]}} + W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)-1\right]}} + \dots + W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]}} \right]} \quad (6.4)$$

Una media mobile viene detta:

- semplice se i pesi sono tutti uguali a $1/k$ (in tal caso, si tratta di una normale media aritmetica);
- centrata se $m_1 = m_2$;
- simmetrica se centrata e se $W_{e_{m(i-m)}} = W_{e_{m(i+m)}}$ per ogni m compreso tra 1 e $m_1 = m_2$.

Nel contesto di ricerca, la media mobile risulta ponderata, centrata ed asimmetrica.

La (6.4) è valida per il tasso di rottura e per ogni variabile predittiva. Il numero di dati utili nel processamento risulterà pari a $n' = N - k + 1$, dove:

n' è il numero di dati utili dopo l'applicazione della tecnica di media mobile di ordine k ;
 N è il numero di dati disponibili prima dell'applicazione della tecnica di media mobile di ordine k ;
 k è l'ordine della media mobile.

L'ultima precisazione è legata al fatto che ciascun dato dopo l'applicazione della media mobile, avrà un peso che risulta essere pari alla somma dei pesi degli elementi intervenuti nella media mobile e non la corrispondente media. Indicando con $W_{e_{mm}}$ il peso finale (i pedici stanno per: e , estrazione (per ricordare che il peso è riaggiornato in seguito alla correzione del peso tecnico); la prima m sta ricordare il raggruppamento in cluster; la seconda m sta per ricordare media mobile), si ottiene:

$$W_{e_{mm}} = \left[W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]}} + W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)-1\right]}} + \dots + W_{e_{m\left[\left(\frac{k-1}{2}\right)\right]}} \right] \quad (6.5)$$

Il precedente peso è il valore finale dopo tutta la fase di pre-trattamento che verrà associato a ciascuna coppia di valori della variabile dipendente ed indipendente in fase di applicazione della tecnica di regressione statistica di cui si dirà con maggiore dettaglio nel paragrafo ad essa dedicato.

6.5. Individuazione delle strutture matematiche da indagare in fase di interpolazione

Nell'ambito della valutazione e della ricerca delle relazioni matematiche di correlazione tra il tasso di rottura e la prescelta variabile predittiva, coerentemente con gli assunti precedenti, sono state dunque prese in considerazione 3 strutture matematiche diverse: *la funzione potenza, la funzione esponenziale, la funzione S*.

Si riportano di seguito le corrispondenti strutture matematiche:

- 1) $y = a \cdot x^b$
- 2) $y = c \cdot e^{d \cdot x}$
- 3) $y = f \cdot e^{(g/x)}$

Per semplicità descrittiva la variabile dipendente viene indicata con y , mentre la variabile indipendente viene indicata con x .

L'esplorazione dei singoli modelli univariati è stata espletata attraverso queste strutture che risultano essere adatte e versatili ad interpolare in maniera ragionevole il grafico "a dispersione" dei dati.

La scelta delle precedenti tre strutture è fortemente legata sia ad un'approccio fisicamente basato, sia ad un'esigenza della ricerca di poter pervenire a strutture facilmente linearizzabili in fase di elaborazione statistica.

In genere, per ciascuna delle variabili predittive da prendere in considerazione, sono state provate dunque le tre diverse possibili funzioni rappresentative (potenza, esponenziale, funzione S) e ciascuna di esse è stata tarata con la tecnica del "best fit logaritmico" (di cui si dirà nel paragrafo successivo), in particolare, sono stati tarati i coefficienti liberi presenti (sempre in numero di due).

È stata calcolata, altresì, anche la media geometrica delle 2 migliori strutture matematiche, ottenendo 4 curve finali e tra esse è stata individuata la migliore attraverso la scelta di quella che rende tra tutte, minima, la varianza dell'errore (sempre in forma logaritmica).

6.6. Elaborazione statistica con tecnica di regressione lineare ponderata mediante l'ausilio del software SPSS

In questo paragrafo si vogliono fornire considerazioni legate alla scelta del tipo di elaborazione e del tipo di analisi effettuata.

In primo luogo c'è da dire che esistono varie tecniche di indagini statistiche che ricercano e sviluppano la dipendenza di un parametro rispetto ad un altro.

6.6.1. Differenze fra la tecnica di correlazione e la tecnica di regressione e ragioni di scelta della regressione

In particolare, nel seguito si vuole effettuare un confronto tra la correlazione e la regressione più generalmente intese e il perché in questa attività di ricerca si sia inteso proseguire l'elaborazione con la tecnica di regressione.

La regressione lineare è finalizzata all'analisi della dipendenza tra due variabili, delle quali:

- una (Y) è a priori definita come **dipendente o effetto**;
- l'altra (X) è individuata come **indipendente o causa**.

L'analisi di regressione studia dunque la relazione di dipendenza di una o più variabili, dette variabili dipendenti, da una o più variabili, dette variabili indipendenti.

L'obiettivo di tale analisi è formalizzare la relazione funzionale tra le variabili, sulla base delle osservazioni di un campione estratto da un'ipotetica popolazione, al fine di stimare e/o predire il valore medio della variabile dipendente sulla base dei valori (fissati o noti) delle variabili esplicative.

Tutte le procedure utilizzate e le conclusioni tratte in un'analisi di regressione dipendono dalle ipotesi di un modello di regressione.

Il modello è quello che l'analista percepisce come il meccanismo che genera i dati su cui l'analisi di regressione è condotta. Nel modello di regressione si suppone implicitamente che la relazione (se esiste) tra variabili dipendenti ed indipendenti vada in una sola direzione, vale a dire, dalle variabili esplicative alla variabile di risposta.

L'interesse della ricerca è rivolto essenzialmente all'*analisi delle cause* o allo *studio predittivo delle quantità medie di Y*, che si ottengono come risposta al variare di X.

Spesso anche nella ricerca ambientale, biologica e medica, la relazione di causa-effetto non ha una direzione logica o precisa: potrebbe essere ugualmente applicata nei due sensi, da una variabile all'altra. Le coppie di fidanzati o sposi di solito hanno altezza simile: la relazione di causa effetto può essere applicata sia dall'uomo alla donna che viceversa; coppie di gemelli hanno strutture fisiche simili e quella di uno può essere stimata sulla base dell'altro. Altre volte, la causa può essere individuata in un terzo fattore, che agisce simultaneamente sui primi due, in modo diretto oppure indiretto, determinando i valori di entrambi e le loro variazioni, come la quantità di polveri sospese nell'aria e la concentrazione di benzene, entrambi dipendenti dall'intensità del traffico.

In altre ancora, l'interesse può essere limitato a *misurare come due serie di dati variano congiuntamente*, per poi andare alla ricerca delle eventuali cause, se la risposta fosse statisticamente significativa. In tutti questi casi, è corretto utilizzare la correlazione.

Più estesamente, è chiamato *coefficiente di correlazione prodotto-momento di Pearson* (*Pearson product-moment correlation coefficient*), perché nella sua espressione algebrica è stato presentato per la prima volta da Karl Pearson (1857-1936) in un lavoro del 1895.

In modo più semplice, anche nel testo di Fisher è chiamato *coefficiente di correlazione oppure correlazione del prodotto dei momenti*. Il termine correlazione era già presente nella ricerca statistica del secolo scorso, anche se Galton (1822-1911) parlava di *co-relation*. Sir Galton è stato il primo ad usare il simbolo r (chiamato *reversion*), ma per indicare il coefficiente angolare b nei suoi studi sull'ereditarietà.

La pratica di indicare il coefficiente di correlazione con r diventa generale a partire dal 1920.

La scuola francese sovente utilizza la dizione "coefficiente di correlazione di Bravais-Pearson", per ricordare il connazionale Bravais (1846), che aveva presentato alcuni concetti importanti di tale metodo cinquanta anni prima di Karl Pearson.

Per spiegare le differenze logiche nell'uso della regressione e della correlazione, vari testi di statistica ricorrono a esempi divertenti o paradossali.

Uno di questi è quanto evidenziato da un ricercatore dei paesi nordici. In un'ampia area rurale, per ogni comune durante il periodo invernale è stato contato il numero di cicogne e quello dei bambini nati. È dimostrato che all'aumentare del primo cresce anche il secondo.

Ricorrere all'analisi della regressione su queste due variabili, indicando per ogni comune con X il numero di cicogne e con Y il numero di nati, implica una relazione di causa-effetto tra presenza di cicogne (X) e nascite di bambini (Y). Anche involontariamente si afferma che i bambini sono portati dalle cicogne; addirittura, stimando b , si arriva ad indicare quanti bambini sono portati mediamente da ogni cicogna.

In realtà durante i mesi invernali, nelle case in cui è presente un neonato, la temperatura viene mantenuta più alta della norma, passando indicativamente dai 16 ai 20 gradi centigradi.

Soprattutto nei periodi più rigidi, le cicogne sono attratte dal maggior calore emesso dai camini e nidificano più facilmente su di essi o vi si soffermano più a lungo.

Con la correlazione si afferma solamente che le due variabili cambiano in modo congiunto.

L'analisi della correlazione misura solo il grado di associazione spaziale o temporale dei due

fenomeni; ma lascia liberi nella scelta della motivazione logica, nel rapporto logico tra i due fenomeni. Il coefficiente r è una misura dell'intensità dell'associazione tra le due variabili.

Una presentazione chiara dell'*uso della correlazione* è fornita da Fisher stesso. Si riafferma il concetto **di non attribuire troppa importanza al puro aspetto statistico, se sganciato dal problema;** è necessario utilizzare le due competenze congiuntamente.

Nel caso particolare, un aspetto culturale importante è la presentazione dell'ereditarietà nell'uomo, tipica della cultura di Fisher, della sua scuola e del periodo storico a partire da Galton. In *“Metodi statistici ad uso dei ricercatori*, Torino 1948, Unione Tipografica Editrice Torinese (UTET), 326 p. traduzione di M Giorda, del testo *Statistical Methods for Research Workers* di R. A. Fisher 1945, nona edizione (la prima nel 1925) a pag. 163 si legge:

<<Nessuna quantità è più caratteristicamente impiegata in biometria quanto il coefficiente di correlazione e nessun metodo è stato applicato a tanta varietà di dati quanto il metodo di correlazione. Specialmente nei casi in cui si può stabilire la presenza di varie cause possibili contribuenti a un fenomeno, ma non si può controllarle, i dati ricavati dall'osservazione hanno con questo mezzo assunto un'importanza assolutamente nuova.

In un lavoro propriamente sperimentale, peraltro, la posizione del coefficiente di correlazione è molto meno centrale; esso, infatti, può risultare utile negli stadi iniziali d'una indagine, come quando due fattori che sono ritenuti indipendenti, risultano invece associati; ma è raro che, disponendo di condizioni sperimentali controllate, si intenda esprimere una conclusione nella forma di un coefficiente di correlazione.

Uno dei primi e più notevoli successi del metodo della correlazione si riscontrò nello studio biometrico dell'ereditarietà. In un tempo in cui nulla si conosceva del meccanismo dell'ereditarietà o della struttura della materia germinale, fu possibile, con questo metodo, dimostrare l'esistenza dell'ereditarietà e “misurarne l'intensità”; questo in un organismo nel quale non si potrebbero praticare allevamenti sperimentali, cioè nell'Uomo.

Comparando i risultati ottenuti dalle misurazioni fisiche sull'uomo, con quelli ottenuti su altri organismi, si stabilì che la natura dell'uomo è governata dall'ereditarietà non meno di quella del resto del mondo animato. Lo scopo dell'analogia fu ulteriormente allargato dalla dimostrazione che coefficienti di correlazione della stessa grandezza si potevano ottenere tanto per le misurazioni fisiche, quanto per le qualità morali ed intellettuali dell'uomo.

Questi risultati rimangono di importanza fondamentale perché, non soltanto l'ereditarietà nell'uomo non è ancora suscettibile di studi sperimentali e gli attuali metodi di prova riguardanti l'intelletto sono, tuttora, inadatti ad analizzare le disposizioni intellettuali, ma perché, anche con organismi passibili di esperimenti e di misurazioni, è soltanto nel più favorevole dei casi che coll'ausilio dei metodi mendeliani possono essere determinati i diversi fattori causanti la variabilità incostante e studiati i loro effetti. Tale variabilità fluttuante, con una distribuzione pressoché normale, è caratteristica della maggioranza delle varietà più utili delle piante e degli animali domestici; e, quantunque, ci sia qui una forte ragione per ritenere che in tali casi l'ereditarietà è, in definitiva, mendeliana, il metodo biometrico di studio è, oggi giorno, il solo capace di alimentare le speranze di un reale progresso.

Questo metodo, che è anticamente basato sul coefficiente di correlazione, conferisce a questa quantità statistica un'effettiva importanza anche per coloro che preferiscono sviluppare la loro analisi con altri termini>>.

Nella correlazione, le due variabili vengono indicate con X_1 e X_2 , non più con X (causa) e Y (effetto), per rendere evidente l'assenza del concetto di dipendenza funzionale.

Ma, nonostante il risultato identico, i due metodi sottendono scopi differenti e hanno condizioni di validità differenti; di conseguenza, usare la significatività di r al posto di b è errato. Negli ultimi anni,

il coefficiente di correlazione ha assunto un ruolo nettamente più limitato rispetto al passato, quando sovente era preferito alla regressione lineare semplice: la sua genericità, cioè il non richiedere specificatamente una relazione di causa-effetto, veniva interpretata come maggiore possibilità di adattamento alla varietà delle condizioni ambientali.

Più recentemente, si preferisce la regressione, in quanto dovrebbe indurre il ricercatore a ragionare con attenzione maggiore sui rapporti tra le due variabili, alla ricerca della relazione di causa effetto e alla sua direzione.

I fattori principali che attualmente limitano l'uso della correlazione rispetto alla regressione lineare, per cui anche i test di significatività non sono intercambiabili, sono almeno 5:

1. **le differenze nelle condizioni di validità tra correlazione e regressione:** nella prima devono essere realizzate in entrambe le variabili X_1 e X_2 , mentre nella seconda solo per la variabile Y ;
2. **il diverso significato di relazione tra le due variabili**, che nella correlazione è solo di covariazione lineare e non di causa-effetto;
3. **la quantità di informazioni contenute nelle analisi e nei test di significatività:** nella correlazione è più ridotto, rispetto all'informazione data da a , b , r^2 della regressione;
4. **la maggiore complessità della verifica di differenze da valori teorici che non siano nulli e dei confronti tra risultati differenti nella correlazione**, a causa della sua asimmetria nella distribuzione per valori distanti da zero;
5. **l'assenza di significato ai fini predittivi** della correlazione.

Attualmente, la correlazione viene preferita alla regressione solo quando non si vuole dichiarare, in quanto priva di significato, una relazione di causa-effetto tra le due variabili considerate.

Quanto descritto, indirizza la scelta della ricerca verso l'utilizzo della tecnica statistica di regressione dal momento che il modello si pone nell'ottica di individuare certamente relazioni funzionali di causa-effetto tra il tasso di rottura e la variabile predittiva (sia essa il diametro, l'età, il materiale, etc.)

6.6.2. La tecnica adoperata di regressione lineare nei logaritmi, semplice e ponderata

Individuata la tecnica statistica di regressione, si aggiungono a questo punto della trattazione tre aggettivi: **lineare, semplice e ponderata**. La tecnica di regressione considerata in fase di ricerca, vuole, considerare legami lineari o linearizzabili tra la variabile dipendente Y e le variabili indipendenti X_i .

Le variabili indipendenti vengono considerate una alla volta (a meno di eccezioni che verranno descritte in seguito, per le quali si adopera in ogni caso questa tecnica) e pertanto la tecnica in tal senso è semplice.

Inoltre la tecnica è contemporaneamente pesata, scegliendo come pesi i valori definiti da $w_{e_{mm}}$. Si è detto che, nel caso in cui si consideri un legame lineare tra la variabile dipendente y e le variabili indipendenti $x_1, x_2, x_3, x_4, \dots, x_{18}$ si parla di modello di regressione lineare.

Se poi la variabile indipendente è unica, ricaviamo un modello di regressione lineare semplice, nel quale viene ipotizzato un legame lineare (o linearizzabile) tra la variabile dipendente y e la (unica) variabile indipendente x .

Lavorare con regressioni lineari è sempre preferibile. In alcuni casi è possibile trasformare funzioni non lineari in lineari utilizzando i logaritmi dei valori di Y , oppure quelli di X , oppure entrambi.

I valori logaritmici di y si utilizzano quando la funzione che approssima meglio i dati è una funzione esponenziale: $Y = ae^{bX}$ [che diventa: $Y = \log(a) + b(\log e)X$].

I valori logaritmici di x si utilizzano quando la funzione che approssima meglio i dati è una funzione che presenta una crescita di tipo logaritmico: $Y = \log X$.

I valori logaritmici di y e di x si utilizzano quando la funzione che approssima meglio i dati è una funzione polinomiale (di ordine diverso da 1): $Y = aX^b$ [che diventa: $Y = \log(a) + b\log(X)$].

Un'altra funzione è quella che utilizza i valori reciproci di y che si usa quando la funzione che approssima meglio i dati è una funzione iperbolica: $(a + bX) \cdot Y = 1$ [che diventa: $1/Y = a + bX$].

Le nostre applicazioni ricadono nei primi 3 casi.

La regressione lineare semplice riguarda la ricerca, o meglio, la stima di una relazione tra due fenomeni attraverso un campione di osservazioni.

La trattazione successiva risulta valida ed applicabile per tutte le strutture matematiche individuate e per l'esplorazione dei legami funzionali di causa-effetto di tutte le variabili predittive.

A solo titolo esemplificativo, la trattazione verrà sviluppata per la prima struttura matematica proposta: la curva di tipo potenza.

Sempre a titolo esemplificativo, trasformiamo la variabile dipendente y nella variabile di interesse Λ e scegliamo come variabile predittiva esemplificativa il diametro D .

Supponiamo di disporre in linea generale di n coppie di osservazione (D_i, Λ_i) , $i=1,2,\dots,n$.

Scriviamo la curva di tipo potenza e linearizziamola attraverso i logaritmi:

$$\Lambda = a' \cdot D^b \quad (6.5)$$

$$\log_{10}(\Lambda) = \log_{10}(a') + b \cdot \log_{10}(D) \quad (6.6)$$

si ponga:

$$\begin{cases} y = \log_{10}(\Lambda) \\ x = \log_{10}(D) \\ a = \log_{10}(a') \end{cases} \quad (6.7)$$

La (6.6) si può scrivere:

$$y = a + b \cdot x \quad (6.8)$$

Considerato che il modello di regressione lineare è rappresentato dall'equazione:

$$y_i = a + b \cdot x_i + \varepsilon_i \quad (6.9)$$

Il modello di regressione lineare semplice è rappresentato come un modello deterministico (6.8) e come un modello probabilistico (6.10):

$$y = a + b \cdot x + \varepsilon \quad (6.10)$$

In cui a e b rappresentano i parametri da stimare ed ε rappresenta una variabile aleatoria detta residuo o rumore, che spiega le eventuali discrepanze tra i valori osservati della variabile dipendente y e i valori previsti dal modello deterministico.

Si chiede che la variabile casuale ε soddisfi le seguenti assunzioni:

1. deve avere una distribuzione normale, con media zero e deviazione standard σ ;

2. i residui e_i ed e_j corrispondenti a due osservazioni Λ_i ed Λ_j devono essere indipendenti, per qualunque scelta di i e di j .

I coefficienti a e b che compaiono nel modello di regressione lineare descritto, sia in forma probabilistica, sia in forma deterministica, non sono in generale noti, e devono perciò essere stimati sulla base delle osservazioni disponibili.

Si tratta, in pratica, di un classico problema di statistica inferenziale, (avendo dimostrato che soddisfatti gli assunti richiesti, tale statistica può ragionevolmente essere applicata), in cui le n osservazioni sono considerate un campione estratto dalla popolazione, mentre a e b rappresentano parametri incogniti caratteristici della popolazione.

Indichiamo come A e B le stime puntuali di a e b ottenute sulla base del campione, e definiamo la retta di predizione:

$$y = A + B \cdot x \quad (6.11)$$

dove y rappresenta la predizione del valore x . Questa predizione si fonda su due assunzioni, che devono essere convalidate da un punto di vista statistico.

Stiamo ipotizzando che il modello deterministico rappresenti una ragionevole approssimazione del modello probabilistico.

Inoltre, si deve verificare che gli stimatori puntuali a e b producano un'accettabile approssimazione dei parametri A e B . Gli errori di predizione, che rappresentano le realizzazioni dei residui, sono definiti come:

$$e_i = y - y_i \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (6.12)$$

Gli stimatori a e b dei coefficienti A e B vengono determinati in modo da minimizzare lo scarto quadratico totale ponderato:

$$SSE = \sum_{i=1}^n (w_{e_{min}} \cdot e_i)^2 = \sum_{i=1}^n [w_{e_{min}} \cdot (y - y_i)]^2 \quad (6.13)$$

Occorre quindi minimizzare la seguente funzione rispetto alle variabili a e b :

$$SSE = \sum_{i=1}^n w_{e_{min}}^2 \cdot (A + B \cdot x_i - y_i)^2 \quad (6.14)$$

Poiché SSE è una funzione quadratica di A e di B , è possibile calcolare analiticamente il valore della soluzione ottimale.

Minimizzare, significa annullare le derivate parziali della funzione SSE :

$$\begin{cases} \frac{\partial SSE}{\partial A} = \sum_{i=1}^n w_{e_{min}}^2 \cdot (2 \cdot A + 2 \cdot B \cdot x_i - 2 \cdot y_i) \\ \frac{\partial SSE}{\partial B} = \sum_{i=1}^n w_{e_{min}}^2 \cdot (2 \cdot x_i^2 \cdot B + 2 \cdot A \cdot x_i - 2 \cdot x_i \cdot y_i) \end{cases} \quad (6.15)$$

Sviluppando singolarmente ciascuna derivata parziale, si ottiene che:

$$\frac{\partial SSE}{\partial A} = \sum_{i=1}^n w_{e_{min}}^2 \cdot (2 \cdot A + 2 \cdot B \cdot x_i - 2 \cdot y_i) = 2 \cdot A \cdot \sum_{i=1}^n w_{e_{min}}^2 + 2 \cdot B \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{min}}^2 \cdot x_i) - 2 \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{min}}^2 \cdot y_i) = 0 \quad (6.16)$$

$$A + B \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i)}{\sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2} \right] - \left[\frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2} \right] = 0 \quad (6.17)$$

$$A = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2} \right] - B \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i)}{\sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2} \right] \quad (6.18)$$

mentre per la derivata parziale rispetto a B si ottiene:

$$\frac{\partial SSE}{\partial B} = \sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2 \cdot (2 \cdot x_i^2 \cdot B + 2 \cdot A \cdot x_i - 2 \cdot x_i \cdot y_i) = 2 \cdot B \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i^2) + 2 \cdot A \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i) - 2 \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i \cdot y_i) = 0 \quad (6.19)$$

$$B \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i^2) + (\bar{y} - B \cdot \bar{x}) \cdot \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i) - \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i \cdot y_i) = 0$$

$$\left[\frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i^2) - \frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i)^2}{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2)}}{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i^2)} \right] \cdot B = \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i \cdot y_i) - \frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2)}$$

risolvendo l'ultima equazione delle (6.19) e ponendo:

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i)}{\sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2}; & \bar{y} &= \frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2}; \\ s_{xx} &= \sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2 \cdot (x_i - \bar{x})^2 = \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i^2) - \frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i)^2}{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2)}; \\ s_{xy} &= \sum_{i=1}^n w_{e_{mm}}^2 \cdot (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y}) = \sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i \cdot y_i) - \frac{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2 \cdot x_i \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n (w_{e_{mm}}^2)} \end{aligned}$$

in definitiva si ottengono A e B a partire dalla (6.20):

$$\begin{cases} A = \bar{y} - B \cdot \bar{x} \\ B = \frac{s_{xy}}{s_{xx}} \end{cases} \quad (6.20)$$

La fase computazionale è stata eseguita attraverso l'ausilio del programma SPSS 17.0.

SPSS Statistics è un valido sistema per l'analisi statistica e la gestione dei dati in un ambiente grafico in cui è possibile utilizzare menù descrittivi e semplici finestre di dialogo per eseguire automaticamente numerose operazioni.

La procedura di regressione lineare ponderata è automatizzata in SPSS secondo la trattazione analitica precedente. I dati vengono ponderati in base ai pesi $w_{e_{mm}}^2$.

Casi con valore 0, negativo o mancante per la variabile di ponderazione vengono esclusi dall'analisi.

6.6.2.1. Metodi di selezione della variabile di regressione lineare

La selezione del metodo consente di specificare come vengono inserite nell'analisi le variabili indipendenti. Utilizzando diversi metodi, è possibile creare molteplici modelli di regressione dallo stesso insieme di variabili.

I metodi disponibili in SPSS sono:

- **Per blocchi (Regressione).** Una procedura per la selezione delle variabili nella quale tutte le variabili di un blocco sono inserite in un unico passo.
- **Per passi.** Ad ogni passo viene inserita la variabile indipendente non presente nell'equazione che ha la più bassa probabilità di F, se tale probabilità è sufficientemente piccola. Le variabili già presenti nell'equazione di regressione vengono rimosse se la loro probabilità di F diviene sufficientemente elevata. Il metodo termina quando nessuna variabile rispetta il criterio di inserimento o quello di rimozione.
- **Rimozione.** Una procedura per la selezione di variabili in cui tutte le variabili di un blocco sono rimosse in un solo passo.
- **Eliminazione all'indietro.** Una procedura di selezione di variabili nella quale tutte le variabili vengono inserite nell'equazione e poi rimosse sequenzialmente. La variabile con la più bassa correlazione parziale rispetto alla variabile dipendente viene considerata la prima da rimuovere e viene rimossa se soddisfa il criterio di eliminazione. Dopo la rimozione della prima variabile, la variabile con la più bassa correlazione parziale tra quelle rimaste nell'equazione viene considerata come la prossima da eliminare. La procedura termina quando nell'equazione nessuna variabile soddisfa il criterio di rimozione.
- **Selezione in avanti.** Una procedura di selezione delle variabili nella quale le variabili vengono inserite in modo sequenziale all'interno del modello. La prima variabile da inserire nell'equazione è quella con la più elevata correlazione positiva o negativa con la variabile dipendente. Questa variabile viene inserita nell'equazione solo se soddisfa il criterio di inserimento. Se è stata inserita la prima variabile, viene considerata come successiva la variabile indipendente non presente nell'equazione che ha la più elevata correlazione parziale. La procedura termina quando non ci sono più variabili che soddisfano il criterio di inserimento.

I valori di significatività dell'output si basano sull'adattamento di un singolo modello.

Pertanto, i valori di significatività in genere non sono validi quando viene utilizzato un metodo stepwise (per passi, avanti o indietro). Tutte le variabili devono soddisfare il criterio di tolleranza per essere inserite nell'equazione, indipendentemente dal metodo di inserimento specificato.

Il livello di tolleranza predefinito è 0,0001. Una variabile non viene inserita se può far sì che la tolleranza di un'altra variabile già nel modello non rientri nel criterio di tolleranza già stabilito.

Tutte le variabili indipendenti selezionate vengono aggiunte a un solo modello di regressione.

È tuttavia possibile specificare diversi metodi di inserimento per diversi sottoinsiemi di variabili.

Ad esempio, è possibile inserire un blocco di variabili nel modello di regressione utilizzando la selezione per passi e un secondo blocco utilizzando la selezione in avanti.

Nell'ambito della presente ricerca, il metodo selezionato per l'inserimento di ciascuna variabile di regressione lineare è il primo.

Il metodo di selezione *Per blocchi* risponde pienamente alle esigenze di questa ricerca.

6.7. Scelta della curva migliore che minimizza l'errore di predizione del modello in base a giustificazioni di carattere fisico, matematico ed ingegneristico

Per quanto riguarda il "best fit", si mette in luce il fatto che il "best fit" si ottiene in genere, così come avverrà anche nella taratura con metodi statistici delle diverse funzioni di correzione, attraverso la minimizzazione degli scarti quadratici fra dati sperimentali e previsioni del modello.

Poiché il Modello è lineare nei logaritmi, la procedura (lineare) di ricerca del "best fit" è stata eseguita non sulle funzioni di volta in volta proposte, ma sui loro logaritmi. Di conseguenza il "best fit" viene ottenuto con la minimizzazione degli scarti quadratici fra i logaritmi dei dati sperimentali e i logaritmi delle previsioni del modello.

Dal punto di vista matematico questa circostanza si traduce nel fatto che risulta nei fatti minimizzato il valor medio quadratico non delle differenze fra dati sperimentali e modellistici, ma dei loro rapporti intesi sempre come rapporto fra il maggiore e il minore dei due suddetti dati (sperimentale e modellistico). Le curve ottenute da questo tipo di minimizzazione, sono altrettanto significative (se non di più) di quelle ottenute con metodologia standard.

È, altresì, da precisare, che i ragionamenti precedenti sono sempre stati affiancati da valutazioni di natura fisica ed ingegneristica.

La curva finale selezionata per ciascun modello predittivo univariato non è sempre risultata essere quella in corrispondenza del miglior best-fit. Se tale scelta poteva essere ritenuta matematicamente accettabile, non poteva esserlo da un punto di vista fisico-ingegneristico per il mancato soddisfacimento di condizioni al contorno.

Da un punto di vista esemplificativo, si vuole qui riportare un esempio pratico.

Immaginiamo di descrivere e modellare l'andamento del tasso di rottura in funzione dell'altezza di pioggia. In corrispondenza del valore nullo di altezza di pioggia, è ragionevole ipotizzare che il corrispondente tasso di rottura risulti diverso da zero.

Talora la curva migliore avrebbe potuto condurre per altezza di pioggia nulla ad un valore altrettanto nullo del tasso di rottura (vedi funzione S). Ma ciò è in forte contrasto con la circostanza che le condotte acquedottistiche hanno probabilità di rompersi diversa da zero anche in condizioni di siccità o estreme. L'esempio illumina sul fatto che il discriminante legato alla scelta della struttura matematica migliore è a sua volta condizionato da altri fattori distinti e provenienti da contesti fisici ed ingegneristici talora distanti.

La scelta di utilizzare criteri di valutazione non puramente statistici-matematici è condizionata alla caratteristica principale del modello che si candida ad essere fisicamente basato e pertanto rispondente alle reali situazioni ingegneristiche.

In ogni caso, una volta ottenute le diverse possibili curve, la scelta di quella da proporre innanzitutto passava per la eliminazione preliminare di quelle delle quali i fattori distinti e provenienti da contesti fisici ed ingegneristici distanti di cui sopra vietavano la plausibilità, e successivamente scegliendo, fra quelle rimanenti, l'unica che mostrasse il valore più basso dello scarto quadratico medio fra dati di letteratura disponibili e valori predetti dalla espressione matematica.

Viene di seguito descritta analiticamente la procedura di minimizzazione degli scarti quadratici. Individuati i coefficienti di taratura di ciascuna curva mediante l'analisi di regressione in SPSS, era possibile calcolare i corrispondenti scarti quadratici.

La procedura seguente analitica è valida per ogni curva e per ogni modello univariato.

Indichiamo con Λ_p il valore del tasso di rottura predetto e con Λ il corrispondente valore osservato; si è determinata la differenza quadratica logaritmica per ogni coppia *i*-esima

dell'estrazione, ciascuna con il proprio peso ottenuto dopo il pre-trattamento in media mobile.

Il valore finale dell'errore di stima SSE_f , è risultato essere pari a:

$$SSE_f = 10 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_{nni}^2 [\log(\Lambda) - \log(\Lambda_p)]^2}{\sum_{i=1}^n w_{nni}^2} \left[\frac{n}{(n-2)} \right]} \quad (6.21)$$

Calcolato SSE_f la curva migliore è stata quella che ha presentato il più basso SSE_f .

6.8. Riporto della curva migliore di interpolazione a fattore di correzione

Individuata la migliore curva matematica, questa in effetti rappresenta la migliore curva che passa attraverso i punti determinati dall'estrazione particolare che si è scelta (e pertanto fornisce l'andamento dei tassi di rottura al variare del parametro preso in considerazione), ma non rappresenta una curva di correzione.

Affinché essa possa costituire una curva di correzione, è necessario che la media dei valori dei Λ da essa generati sia eguale all'unità. Questa necessità viene soddisfatta al meglio dividendo l'espressione della curva stessa per il valore medio dei Λ dei punti che l'hanno generata.

Tale calcolo finale di riporto definisce la cosiddetta funzione di correzione f_{ci} relativa al parametro iesimo.

Nel presente capitolo si sono descritte le fasi più importanti del procedimento di analisi e di elaborazione dei dati estratti dal DataBase.

Le osservazioni, considerazioni, metodologie descritte e proposte sono state adoperate e poste alla base dell'elaborazione di tutti i modelli ricercati.

La descrizione, nel successivo capitolo 7, di ciascuno di essi, sottintenderà i metodi e i processi qui descritti e mirerà, invece, a riportare descrizioni più accurate ed esaustive, precisando, talora, approfondimenti di metodo e di ricerca più particolari e meno generali qui non riportati.

7. I Modelli Singolarmente Variati

Premessa

Questo capitolo intende illustrare e riportare i risultati ottenuti in seguito all'elaborazione del DataBase. Verranno discussi i singoli modelli univariati.

La discussione di ciascuno di questi modelli, che viene sviluppata all'interno di un paragrafo apposito, è sempre preceduta da un sottoparagrafo contenente una serie di notizie bibliografiche relative allo stato dell'arte sull'argomento. Solo in un sottoparagrafo successivo (o in più sottoparagrafi successivi) viene concretamente sviluppato il modello.

Il primo paragrafo che segue immediatamente riguarda il complesso dei dati che viene chiamato "modello zero". Successivamente arrivano i paragrafi dei modelli univariati.

7.1. Il modello zero

Un primo ed importante riferimento nell'analisi dei dati è la stima del valore medio ponderato del tasso di rottura. Tale valore viene riportato nella seguente tabella 7.1 e risulta pari a 0,3352. Nella tabella vengono riportati, altresì, anche i valori ponderati dei tassi di rottura per ciascun campione estratto. Si nota come la media ponderata dei valori ottenuti non fornisce il valore medio globale ma si discosta da esso ed in particolare risulta pari a 0,3074.

Tale valore è ottenuto scegliendo, come pesi, i corrispondenti pesi dei campioni.

PROPRIETÀ INTRINSECHE ED ESTRINSECHE DEL SISTEMA (Aslani, 2003)	Campioni Estratti Tasso di rottura ponderato	Simbolo parametro	$\Sigma(W_i \cdot \Lambda_i)$	$\Sigma(W_i)$	$\bar{\Lambda}$	$\bar{\Lambda}_{\Sigma W_i=1}$
			rotture	km·anno	rott/km·anno	rott/km·anno
	Modello zero	Λ	1093,5575	3262,7798	0,3352	2,3865
	Solo Tassi di rottura	Λ_{Λ}	570,6358	2557,9237	0,2231	1,9842
Caratteristiche geometriche	Diametro	D	370,9418	1450,6498	0,2557	5,9104
Caratteristiche geometriche	Età-Acciaio	m,A	23,7167	34,5758	0,6859	37,2524
Caratteristiche geometriche	Età-cap	m,A	1,8943	19,3241	0,0980	0,0971
Caratteristiche geometriche	Età-fibrocemento	m,A	5,7687	55,8922	0,1032	0,0920
Caratteristiche geometriche	Età-ghisa grigia	m,A	145,1705	539,0584	0,2693	0,1439
Caratteristiche geometriche	Età-ghisa sferoidale	m,A	18,0594	119,3638	0,1513	0,1096
Caratteristiche geometriche	Età-pead	m,A	0,4445	3,6201	0,1228	0,1817
Caratteristiche geometriche	Età-polietilene	m,A	2,6126	6,7887	0,3848	0,4958
Caratteristiche fisiche	Età-pvc	m,A	12,8155	163,0669	0,0786	2,5696
Caratteristiche fisiche	Materiale	M	455,7272	1674,9956	0,2721	3,9641
Caratteristiche fisiche	Pressione	P	186,3090	492,7432	0,3781	0,9248
Caratteristiche del terreno	Terreno	T	53,1095	167,2308	0,3176	0,4158
Caratteristiche del terreno	DIPRA	S	28,7466	37,0006	0,7769	0,6938
Caratteristiche esterne	Pioggia	h	338,1504	337,4096	1,0022	1,0897
Caratteristiche esterne	Temperatura aria	t _a	3,6607	63,8589	0,0573	0,0917
Caratteristiche esterne	Temp. Terreno <-1°C	I _{F2}	288,2595	177,7441	1,6218	1,6218
Caratteristiche esterne	Traffico	T _r	0,3320	3,9940	0,0831	0,0352
Caratteristiche esterne	Umidità	U	10,6733	59,1644	0,1804	0,1804
Caratteristiche esterne	Freezing Index	I _{F1}	10,6733	59,1644	0,1804	0,1804
Variabili interne	Aggressive Index	I _A	1,7043	35,4073	0,0481	0,0481
Variabili interne	Sulphate content	S _c	1,6376	35,4073	0,0463	0,0463
Variabili interne	Durezza	H	1,8257	35,4073	0,0516	0,0516
Variabili interne	Alcalinità	Alc.	1,7018	35,4073	0,0481	0,0481
Manutenzione	Profondità di posa	d	23,9992	140,0491	0,1714	0,6890
Manutenzione	Letto di posa	L _p	9,1597	46,7783	0,1958	0,4186

Tabella 7.1 Sintesi dei valori di tasso di rottura medi ponderati. Si riportano anche i valori medi aritmetici semplici dei tassi di rottura e i pesi di ciascuna estrazione.

Tale circostanza è da imputare ad una triplice ragione:

- 1. la variazione del peso tecnico in seguito alla ricostruzione della capacità informativa di ciascuna riga di una determinata pubblicazione;**
- 2. la non casualità di estrazione di alcuni campioni (circostanza discussa nel paragrafo relativo all'omoschedasticità).**
- 3. in definitiva la aleatorietà statistica che pesa soprattutto in alcune estrazioni che contengono un numero di dati relativamente piccolo nonché in altre situazioni in cui gli stessi campioni vengono ad essere presenti in più di una estrazione e pertanto vengono computati, nella media finale di 0,3074, in misura diversa di quanto fosse stato nel computo della media originale di 0,3352, e pertanto in maniera non adeguata.**

Peraltro, se pure tale verifica non raggiunge un risultato di perfetta coincidenza a causa degli effetti perturbativi precedentemente esplicitati, si ritiene che il risultato ottenuto sia nel suo complesso sufficiente per proseguire nel ragionamento del calcolo “univariato” o talvolta “bivariato” degli effetti dei singoli parametri.

7.2. Tasso di Rottura - Diametro

7.2.1. Stato dell'arte della problematica

Il fallimento strutturale di una condotta può avvenire quando nell'esercizio le tensioni superano la resistenza del materiale. *O'Day* afferma che nei tubi di piccolo diametro (inferiori a 150-200 mm o 6-8 pollici), lo schiacciamento è poco probabile, mentre spesso si verificano rotture per cedimento del tronco sollecitato a flessione, con una rottura completa sul piano normale della tubazione. Le tubazioni di piccolo diametro sono infatti più soggette a questo fenomeno, dal momento che la tensione che deve sopportare il materiale è direttamente proporzionale alla sollecitazione flessionale (che dipende dalla luce che si crea per l'appoggio discontinuo e non dal diametro) ed inversamente al momento di inerzia flessionale che, per sezioni circolari, è funzione del raggio alla quarta potenza. Per questa ragione, nel caso di piccoli diametri o di tubi deformabili, può essere utile posare il condotto su una sella continua (letto di posa). Al contrario, per tubi di diametro più grande (maggiore di 250 mm, 10 pollici), è più probabile uno schiacciamento cioè un cedimento dell'anello piuttosto che della trave, con conseguenti rotture longitudinali.

La dipendenza del tasso di rottura dal diametro della condotta è argomento di notevole interesse e attenzione in letteratura tecnica. I valori pubblicati in letteratura spaziano da minimi dell'ordine di 0,05 rotture/(km·anno) a massimi dell'ordine di 1 rottura/(km·anno) con una notevole dispersione (particolarmente grande per i diametri più piccoli) dalla quale, tuttavia, emerge in generale un andamento di Λ decrescente con il diametro.

Con l'eccezione di alcuni studi riferiti a situazioni e condizioni particolari (*Walski & Pelliccia*, 1982; *Male et al.*, 1990; *Ciaponi et al.*, 2009) la prevalenza degli autori concorda nel ritenere che il tasso di rottura decresca con il diametro della condotta (*O'Day*, 1982; *Sullivan*, 1982; *Ciottoni*, 1983; *Kettler & Goulter*, 1985; *Andreou et al.*, 1987; *Cullinane et al.*, 1989; *Fujiwara & Tung*, 1991; *Pelletier et al.*, 2003).

Prevalentemente le osservazioni di riferimento richiamate si riferiscono a reti realizzate con condotte metalliche per le quali il maggiore spessore connesso con i diametri più grandi costituisce un importante fattore di protezione nei confronti delle corrosioni passanti (vedi Appendice).

Ai fini del calcolo dell'affidabilità, il tasso di rottura è spesso stimato attraverso formule di

regressione che lo legano al diametro D della condotta. Fra queste, le più utilizzate a livello internazionale sono quella proposta da *Su et al.* (1987), ricavata dall'analisi dei dati relativi alla città di St. Louis:

$$\Lambda = 0,0261 + \frac{16192}{D^{3,26}} + \frac{118}{D^{1,3131}} + \frac{183558}{D^{3,5792}} \quad (7.1)$$

(Λ è espresso in numero di rotture per chilometro e per anno e D è espresso in millimetri) e quella di *Mays* (1989) che fornisce direttamente la stima di MTTF:

$$\text{MTTF} = 0,21218 \cdot D^{1,462131} \quad (7.2)$$

(MTTF è espresso in anni e D in pollici).

Piuttosto scarse sono le indagini riferite alla situazione italiana. Fra queste, si ricordano l'analisi condotta sugli interventi di riparazione sulla rete idrica di Verona *Bertola & Pavia* (2002) regolarizzati con la regressione:

$$\Lambda = 2,08546 - 0,854936 \cdot \log(D) \quad (7.3)$$

e quella sulla rete di Tricarico *Ermini et al.* (1998) i cui dati, elaborati insieme a quelli di Sant. Louis hanno portato alla seguente legge di regressione:

$$\Lambda = 116 \cdot D^{-1,05} \quad (7.4)$$

In entrambe le espressioni è riportato il numero annuo di rotture per chilometro e D in millimetri. Anche in altri contesti italiani, il tasso di rottura in funzione del diametro della tubazione, evidenzia un andamento decrescente con il diametro (ma data l'esiguità del campione, il tasso è stato valutato a prescindere dalla natura del materiale).

Ad esempio, i dati raccolti sulla rete acquedottistica di Reggio Emilia (rotture esaminate nel periodo che va dal 1994 al 1995 – Reggio Emilia (AGAC)), gli Autori (*Di Federico et al.*) denunciano un calo particolarmente rilevante del numero annuale di guasti/rotture ed una distribuzione degli stessi non uniforme nell'arco dell'anno.

Si osserva inoltre che l'andamento delle rotture negli anni 1994-1996 è nettamente decrescente.

Tale andamento si distacca da tutti i modelli di comportamento proposti in letteratura tecnica, secondo i quali all'aumentare dell'età corrisponde una qualità invariata o inferiore delle tubazioni.

Con le cautele dovute al limitato significato statistico del campione, (macroscopicamente decrescente), il fatto che il numero dei guasti annuali si riduca quasi della metà non è casuale, in quanto tale andamento, è confermato, peraltro, per ogni materiale.

La riflessione precedente risulta utilizzabile e significativa anche per la descrizione del risultato modellistico raggiunto per l'andamento del tasso di rottura in funzione del diametro della tubazione.

Si evidenzia, come prevedibile, un andamento decrescente con il diametro (data l'esiguità del campione, il tasso è valutato a prescindere dalla natura del materiale).

Con i dati a disposizione, *Di Federico et al.* hanno condotto un'analisi di regressione, che fornisce per il tasso di rottura (espresso in rotture/km·anno) la relazione:

$$\Lambda = 0,0705 \cdot \text{DN}^{-1,088} \quad (7.5)$$

con DN diametro nominale della tubazione espresso in millimetri.

Per quanto riguarda analisi svolte sulla rete urbana della città di Ferrara, l'incidenza del fattore diametro sul tasso di rottura aggregato (indipendentemente dal materiale), appare diminuire con l'aumentare del diametro nominale, conformemente ad osservazioni reperibili in letteratura.

Un'analisi di regressione fornisce la relazione tra il tasso di rottura Λ e il diametro nominale DN data da:

$$\Lambda = -1,043 \cdot \ln(DN) + 3,36 \quad (7.6)$$

Di Federico *et al.* spiegano che per comprendere l'andamento altalenante del diametro (picchi di rottura in corrispondenza dei diametri di 70 mm e di 125 mm), è stata approfondita l'analisi valutando l'andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per ogni singolo materiale, anche se la relativa scarsità dei dati rende ogni conclusione essenzialmente qualitativa.

Di Federico *et al.* precisano, inoltre, per quanto concerne la ghisa sferoidale, che costituisce il 10% circa della rete, che risulta difficile valutare l'andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per l'esiguo numero delle rotture.

Per la ghisa grigia, le rotture si verificano prevalentemente per diametri 60 e 70 mm, mentre per i diametri superiori (tale materiale è presente nella rete fino a DN 550), la resistenza è molto maggiore.

L'andamento del tasso in funzione del diametro per il cemento-amianto, il materiale più presente nella rete, si presenta altalenante e può essere ritenuto pressoché, costante al variare del diametro.

Le rotture nell'acciaio, si verificano prevalentemente per diametri di 60, 80, 100, 125, 300 mm, con tendenza alla crescita verso i diametri maggiori.

La resistenza dell'acciaio, quindi, sembra diminuire con l'aumentare del diametro; ciò contrariamente agli altri materiali, ma in conformità a quanto riscontrato da Walski e Pelliccia (1982) sulla rete di Binghamton, N.Y., relativamente però a condotte di ghisa.

Inoltre, l'andamento delle rotture per l'acciaio appare il principale responsabile delle anomalie riscontrate nell'andamento del tasso di rottura aggregato.

La conclusione, che il tasso di rottura aggregato diminuisca con il crescere del diametro è in generale confermata, ma risulta poco significativa poiché per pervenire a leggi di tendenza utili ai fini della manutenzione/prevenzione delle rotture è necessario valutare separatamente il comportamento di ogni materiale.

A questo riguardo, le conclusioni cui si può pervenire riguardo alla rete di distribuzione idrica di Ferrara sono parzialmente inficiate dal numero relativamente basso di osservazioni disponibili.

Il tasso di rottura aggregato appare diminuire con l'aumentare del diametro nominale; data la scarsità dei dati disponibili, si è proceduto ad effettuare l'indagine per gruppi di diametri (Ravenna).

Ciò rende ulteriore dimostrazione che la scarsità dei dati disponibili di volta in volta limita la significatività modellistica e la sua estrapolazione.

Inoltre, anche per le reti di Imola, Castel Bolognese, Riolo Terme, Solarolo, l'analisi sui diametri sembra confermare la dipendenza inversa del tasso di rottura dal diametro (Bizzarri *et al.*, 2000-2002).

(Salandin *et al.*, 2007) ricava la seguente relazione che lega il tempo medio di fallanza (MTTF) al diametro espresso in millimetri.

La relazione è stata ricavata sulla base di una estesa analisi sperimentale svolta su di una porzione della rete di distribuzione di Venezia, in località Marghera:

$$MTTF_i = \frac{1}{0,2688 \cdot e^{-0,023D}} \quad (7.7)$$

Oltre all'incertezza legata al fatto che dipende da fattori spesso legati a situazioni locali, va sottolineato che, ai fini della valutazione dell'affidabilità della rete nei confronti delle fallanze

meccaniche, andrebbero tenuti in conto solo gli interventi di riparazione che comportano la necessità di mettere fuori servizio qualche condotta.

Infatti, non tutti gli interventi su di una condotta richiedono l'isolamento dal resto della rete e la sua conseguente temporanea indisponibilità. Molti interventi, fra i quali, le riparazioni effettuate mediante fasciatura delle tubazioni o quelle su derivazioni di allacciamento intercettabili alla presa possono essere eseguiti in carico; in questi casi, l'intervento, pur configurandosi come intervento di riparazione, non incide sulla prestazione del sistema.

Pertanto, anche a livello di nomenclatura, andrebbe quindi distinto, il tasso di rottura che misura, essenzialmente, ai fini della valutazione degli oneri gestionali, la necessità di riparazione, dal tasso di fallanza meccanica che misura invece, ai fini della valutazione delle prestazioni idrauliche, la necessità di intercettare un tronco con conseguente sua temporanea indisponibilità ed alterazione del funzionamento idraulico del sistema.

D'altra parte, le banche dati degli interventi di manutenzione, normalmente disponibili presso i gestori, non distinguono gli interventi che richiedono l'isolamento della condotta da quelli che sono eseguiti in carico.

É quindi presumibile, anche se non ci sono esplicite indicazioni al riguardo, che le formule sopra citate diano in realtà il tasso di rottura e non il tasso di fallanza meccanica.

Le precedenti considerazioni, qui riportate, valgono e devono essere intese in generale per tutte le relazioni che verranno discusse in questa Tesi di Dottorato.

Pertanto, senza incorrere in ripetizioni, le stesse si considerano valide e veritiere sempre.

Per completezza espositiva, si descrive brevemente anche un altro parametro spesso considerato nelle verifiche di affidabilità meccanica: il tempo medio di riparazione MTTR.

La stima di MTTR assume quindi una notevole importanza nell'ambito della valutazione dell'affidabilità connessa alle fallanze meccaniche.

I dati relativi ai tempi di riparazione sono però piuttosto scarsi e il valore di MTTR è in genere stimato assegnando dei valori indicativi. Il valore più frequentemente adottato è pari a 1 giorno (*Khomsi et. al*, 1996; *Gargano & Pianese*, 2000).

Altri autori (fra gli altri: *Bertola & Nicolini*, 2004) considerano il tasso di riparazione ($\mu = 1/\text{MTTR}$) una variabile casuale per la quale viene definita una distribuzione di probabilità uniforme o esponenziale.

In realtà, sembrerebbe ragionevole ammettere che il tempo di una riparazione che richieda la messa fuori servizio di una condotta dipenda in buona misura dal suo diametro.

Una relazione ottenuta attraverso la regressione di alcuni dati sperimentali è stata proposta da (*Walski e Pelliccia*, 1982):

$$\text{MTTR} = 6,5 \cdot D^{0,285} \quad (7.8)$$

nella quale MTTR è espresso in ore e il diametro D della condotta in pollici.

Inoltre, *Boxall* esamina in un suo lavoro due Dataset:

- Dataset 1: I dati che coprono una grande città del Regno Unito. Questo set di dati è relativo alle rotture registrate per un periodo di otto anni.
- Dataset 2: Dati forniti da una grande Water Company UK. Le banche dati sono relative a 100 aree distrettuali considerate rappresentative della copertura completa della società. Questo set di dati è stato considerato come un unico gruppo. I records relativi al servizio clienti e i dati delle rotture erano disponibili per un periodo complessivo di diciotto anni, tuttavia registrazioni dettagliate appartengono ad un periodo di 10 anni, insieme con i database GIS di buona qualità delle informazioni sulle risorse.

Boxall nella sua ricerca applica ai dati per ogni materiale e società modelli lineari generalizzati, utilizzando una vasta gamma di <<curve>> parametriche e non parametriche per cercare di descrivere il comportamento osservato dei tassi di rottura in relazione alle variabili selezionate di diametro, lunghezza ed età. I modelli parametrici includono forme quadratiche, logaritmiche e loro interazioni (termini prodotto cioè che combinano due o più variabili diverse), essendo i termini inclusi, sulla base di una combinazione di dati statistici e conoscenze ingegneristiche.

In particolare, i termini che non sono stati ritenuti importanti almeno in uno dei due insiemi di dati (altre società e/o altri materiali) non sono stati inclusi.

Questo approccio ha portato alla parsimonia nelle relazioni di fit, evitando “over-fitting” nei dati in violazione delle conoscenze ingegneristiche.

Le correlazioni non parametriche possono rappresentare i dati in modo più accurato, ma hanno alcuni svantaggi. Le equazioni di regressione non parametriche non possono essere facilmente scritte e quindi sono più difficili da interpretare da un punto di vista ingegneristico.

Piuttosto gli accoppiamenti non parametrici possono essere utilizzati per verificare la validità dei modelli parametrici. Per la consultazione delle varie relazioni parametriche individuate si rimanda al lavoro di riferimento.

In fig. 7.1, si riportano di seguito i diagrammi finali parametrici, ottenuti per due data-set distinti e per due materiali differenti.

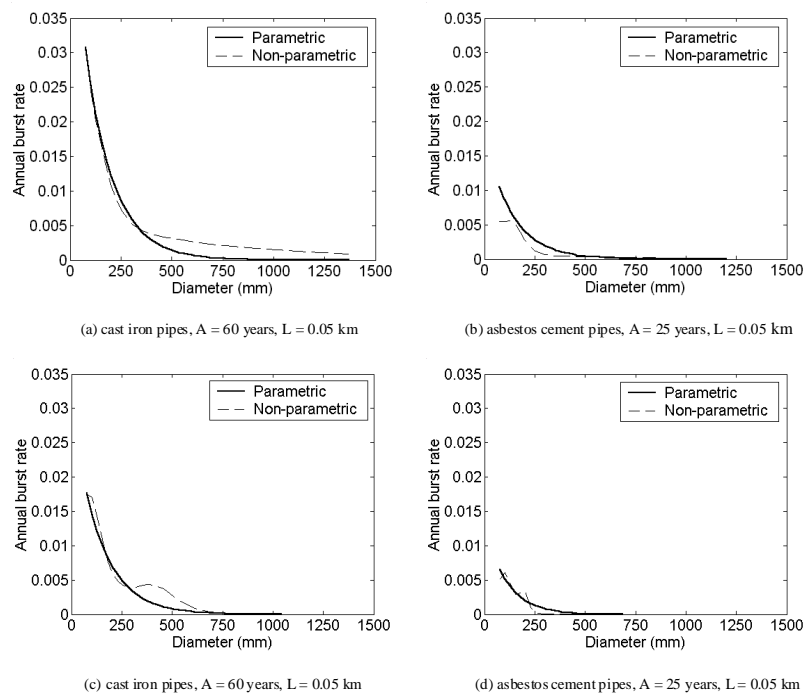


Figura 7.1 Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro. (*Boxall et al.*)

In altri lavori, i dati relativi alle rotture sono serviti per l’analisi e la sperimentazione di metodi probabilistici per la loro modellazione (*Alvisi et al.*, 2006).

Si riportano in tabella 7.2 i risultati ottenuti usando E.P.R.

I dati in questo caso di studio erano disponibili a livello di tubo per il periodo 1986-1999 e contengono sia informazioni sulle risorse e sia sugli scoppi registrati.

Il database utilizzato qui si riferisce a quello delle rotture registrate in 48 zone (WQZ) all’interno di un sistema di distribuzione idrico nel Regno Unito.

Le relazioni correlano le rotture, ma equivalentemente i tassi di rottura al diametro e all’età, le stesse possono essere considerate anche nell’ambito della trattazione del legame tasso di rottura-età.

$BR = 0.084904 \cdot \frac{Ae \cdot Lt}{De^{0.5}}$	0.822	1	3
$BR = 1.1895 \times 10^{-5} \cdot Prt^2 + 0.012065 \cdot \frac{Ae^2 \cdot Lt}{De^2}$	0.842	2	4
$BR = 0.019882 \cdot \frac{Ae \cdot Lt}{De^{0.5}} \cdot \ln(Lt^{0.5})$	0.822	1	4
$BR = 0.00013397 \cdot \frac{Prt^2}{De^{0.5}} + 0.011772 \cdot \frac{Ae^2 \cdot Lt}{De^2}$	0.842	2	5
$BR = 0.013684 \cdot \frac{Ae \cdot Lt}{De^{0.5}} \cdot \ln(Ae^{0.5} \cdot Lt^{0.5})$	0.838	1	5
$BR = 1.0049 \times 10^{-5} \cdot Prt^2 + 0.0083887 \cdot \frac{Ae^{1.5} \cdot Lt}{De^2} \cdot \ln\left(\frac{Lt^2}{Prt}\right)$	0.857	2	6
$BR = 0.02184 \cdot \frac{Ae \cdot Lt}{De^{0.5}} \cdot \ln\left(\frac{Ae^{0.5} \cdot Lt^{0.5}}{De^{0.5}}\right)$	0.827	1	6
$BR = 5.3118 \times 10^{-6} \cdot Prt^2 \ln(Ae^{0.5}) + 0.0083637 \cdot \frac{Ae^{1.5} \cdot Lt}{De^2} \cdot \ln\left(\frac{Lt^2}{Prt}\right)$	0.854	2	7
$BR = 0.0037636 \cdot \frac{Prt^{1.5}}{De^{0.5}} + 0.0010914 \cdot \frac{Ae^2 \cdot Lt}{De^2} \cdot \ln\left(\frac{Lt^{1.5} \cdot Np}{Prt}\right)$	0.854	2	8
$BR = 0.002062 \cdot \frac{Prt^{1.5}}{De^{0.5}} \cdot \ln(Ae^{0.5}) + 0.0010745 \cdot \frac{Ae^2 \cdot Lt}{De^2} \cdot \ln\left(\frac{Lt^{1.5} \cdot Np}{Prt}\right)$	0.862	2	9
$BR = 0.00060897 \cdot \frac{Ae^{0.5} \cdot Prt^{1.5}}{De^{0.5}} + 0.0013296 \cdot \frac{Ae^2 \cdot Lt}{De^2} \cdot \ln\left(\frac{Lt^{1.5} \cdot Np}{Prt \cdot De^{0.5}}\right)$	0.861	2	10
$BR = 0.00063284 \cdot \frac{Ae^{0.5} \cdot Prt^{1.5}}{De^{0.5}} + 0.0013552 \cdot \frac{Ae^2 \cdot Lt}{De^2} \cdot \ln\left(\frac{Ae^{0.5} \cdot Lt^{1.5} \cdot Np}{Prt \cdot De}\right)$	0.859	2	11

Tabella 7.2 I Modelli E.P.R. (Berardi, L. Kapelan, Z. Giustolisi, O. and Savic D.A. (2008))

Tutta la rassegna precedente di relazioni analitiche che legano il tasso di rottura al diametro, mediante tecniche di regressione lineare parametrica e non parametrica, mediante tecniche di applicazione di algoritmi genetici (e.p.r.) permette di *osservare come per un assegnato diametro, le relazioni presentate forniscano valori distinti e differenti tra loro, mostrando e dimostrando la bassa potenza statistica di interpolazione dei dati anche dovuta ad un limitato quanto ristretto e confinato data-set di volta in volta esaminato ed esplorato* legato indiscutibilmente all'incertezza che dipende da fattori spesso legati a situazioni locali, come già ricordato in precedenza.

7.2.2. Calcolo della funzione di correzione: suddivisione dei diametri tra acquedotto interno e acquedotto esterno

Per il calcolo della funzione di correzione in relazione al diametro, vengono presi in considerazione separatamente lo schema dell'acquedotto interno e lo schema dell'acquedotto esterno, in quanto nei due casi le tipologie e cause di rottura sono di natura diversa, e il riscontro diretto dei dati mostra andamenti anche qualitativamente diversi. Si potrebbe tra l'altro ritenere che l'apparente anomalia di alcuni dati di letteratura secondo i quali le condotte di acciaio tendono a rompersi di meno con l'aumentare del diametro possa essere imputata alla circostanza che le modalità di progettazione e gestione degli acquedotti esterni (in cui tale tipo di materiale è spesso presente) sono diverse rispetto a quelli degli acquedotti interni.

In linea di principio i diametri piccoli ricadono nell'ambito dell'acquedotto interno, i diametri più grandi nell'acquedotto esterno.

A questo punto, sia ai fini dell'analisi dei dati che ai fini della utilizzazione delle formule ottenute, occorre stabilire il diametro o la fascia di diametri di discriminare fra acquedotto interno ed esterno. La definizione del discriminare tra l'acquedotto interno e l'acquedotto esterno in letteratura tecnica è alquanto aleatoria. Numerosi sono i fattori che intervengono nella sua definizione.

È usuale in letteratura tecnica trovare la definizione in base alla quale si distinguono le tubazioni in: adduzione, distribuzione e prese.

In genere appartengono all'acquedotto esterno le opere e le tubazioni di adduzione; appartengono all'acquedotto interno le reti e i sistemi di tubazioni di distribuzione e le prese.

È funzione, spesso, dell'Ente Gestore la definizione tecnica dell'adduzione, distribuzione e delle prese.

Il termine *adduzione* può essere variamente inteso:

1. una tubazione di grande diametro che costituisce la maglia principale della rete di approvvigionamento con un arco di oscillazione dei diametri pari a 150 mm – 800 mm (AGAC Azienda Gas Acqua Consorziale della provincia di Reggio Emilia);
2. condotte che dalla centrale di produzione arrivano ai serbatoi con un massimo di 900 mm (ACOSEA Azienda Consortile Servizi Acque per una parte della provincia di Ferrara);
3. condotte afferenti all'impianto di potabilizzazione, collegamenti tra le singole reti, anello principale di distribuzione nella rete con un arco di oscillazione dei diametri pari a 80 mm – 700 mm (AREA Azienda Ravennate Energia e Ambiente);
4. tubazioni che consentono di convogliare al serbatoio di stoccaggio seminterrato l'acqua prelevata dai pozzi, con un arco di oscillazione dei diametri pari a 110 mm – 400 mm (AMI, Azienda Multiservizi Intercomunale).

Il termine *distribuzione* può essere variamente inteso:

1. tubazioni che percorrono l'intero sviluppo stradale cittadino con un arco di oscillazione dei diametri pari a 25 mm – 500 mm (AGAC Azienda Gas Acqua Consorziale della provincia di Reggio Emilia);
2. condotte che dai serbatoi arrivano alle prese (talora la mancanza di serbatoi in città rende difficile questa distinzione) con un arco di oscillazione dei diametri pari a 25 mm – 900 mm (ACOSEA Azienda Consortile Servizi Acque per una parte della provincia di Ferrara);
3. maglia più fitta che garantisce l'apporto idrico all'interno dei centri abitati con un arco di oscillazione dei diametri pari a 25 mm – 300 mm (AREA Azienda Ravennate Energia e Ambiente);
4. insieme di tubazioni che dal serbatoio di stoccaggio seminterrato recano all'utenza e consentono il riempimento dei vari serbatoi in quota, con un arco di oscillazione dei diametri pari a 40 mm – 350 mm (AMI, Azienda Multiservizi Intercomunale).

Il termine *prese* può essere variamente inteso:

1. tratto di tubo che dalla rete di distribuzione collega le singole utenze (in genere piccoli diametri non cartografati) (AGAC Azienda Gas Acqua Consorziale della provincia di Reggio Emilia);
2. dalla rete di distribuzione all'utenza, con un arco di oscillazione dei diametri pari a 1/2" a 2" (ACOSEA Azienda Consortile Servizi Acque per una parte della provincia di Ferrara);
3. allacciamento rete-utente (AREA Azienda Ravennate Energia e Ambiente);
4. tubazioni di collegamento tra la rete di distribuzione e l'utenza; normalmente il diametro è di 32 mm ma può variare a seconda della utenza (AMI, Azienda Multiservizi Intercomunale).
5. tratto di tubo che dalla rete di distribuzione collega alle singole utenze, con un arco di oscillazione dei diametri pari a 15 mm – 50 mm, eccezionalmente fino a 150 mm (Asm Azienda Servizi Municipalizzati, Piacenza).

Le precedenti analisi sono esclusivamente riferite all'ambito italiano. Se indaghiamo, invece, il panorama mondiale, si osserva:

1. Manhattan: non viene specificato, ma trattandosi anche dei diametri che arrivano fino al 1200 mm, si deve ritenere che la rete indagata sia l'adduzione. Inoltre, il range dei diametri analizzati è compreso tra il 300 mm e il 1200 passando per il solo 900 mm. Si può anche ritenere che il 300 mm appartenga alla rete di distribuzione e pertanto sia stata contemplata anche la rete di distribuzione idrica.
2. Bronx: si parla in maniera specifica di reti di distribuzione o anche definite municipalizzate.
3. New Haven System: i diametri variano da 6 pollici a 48 pollici con la maggiore parte delle condotte che presentano diametri più grandi di 8 pollici (soltanto l'1,2% delle condotte erano di 6 pollici). È pertanto da ritenere che siano state esaminate sia la rete di distribuzione, sia la rete di adduzione.
4. Cincinnati: si verifica che i diametri appartengono al range 6 pollici - 96 pollici con soltanto 3 condotte di 6 pollici, ma con la stragrande maggioranza di 8 pollici. C'è allora da ritenere che per queste due città ci troviamo verso la grande distribuzione più che la piccola distribuzione.
5. Johannesburg: si parla in generale di rete di distribuzione, ma il range dei diametri tende a valori importanti (700mm); c'è da considerare anche l'analisi dell'acquedotto esterno.

In effetti una definizione chiara di adduzione, distribuzione e prese, oltre ad essere influenzata da distanze geografiche, risulta fortemente fluttuante anche nell'ambito della stessa area di appartenenza, attribuendo incertezze importanti ai limiti inferiore e superiore dei diametri.

La stessa definizione può risultare valida in un determinato contesto geografico e meno efficace in un'area metropolitana densamente abitata dove i diametri in esercizio, pur se urbani risultano di dimensioni notevoli ed eventualmente da inquadrarsi in un contesto più esteso di acquedotto esterno.

In tale ottica, la definizione, di acquedotto interno ed acquedotto esterno deve essere inquadrata come una vera e propria variabile aleatoria intrinseca del problema trattato, perché scarsi sono i casi di letteratura per i quali la definizione di acquedotto interno ed esterno risulta chiara e sgombra da equivoci e/o interpretazioni.

L'analisi, si è basata sulla selezione dei dati disponibili e sul successivo filtraggio di quelli candidabili a costituire elemento credibile per l'individuazione corretta del limite numerico del diametro che contraddistingue il passaggio da uno schema acquedottistico all'altro.

È da intendersi, naturalmente, che mediamente, il valore di diametro D che stabilisce la fine dell'acquedotto interno sia uguale al valore del diametro D che stabilisce l'inizio dell'acquedotto esterno. Le due serie in questo modo possono essere inserite come un insieme unico di informazioni.

Al fine della valutazione del diametro di discriminazione, dalla letteratura tecnica di settore, l'insieme di dati analizzati, che fornivano la distinzione fra acquedotto interno ed esterno, è risultato essere pari a 78 valori. I dati hanno fornito un valore medio del diametro di discriminazione pari a 400 mm e una corrispondente deviazione standard σ_D pari a 284 mm.

A questo punto c'è da fare una piccola ma significativa distinzione fra fase di analisi dei dati e fase di utilizzazione dei risultati.

Nella fase di analisi dei dati ai fini del calcolo delle due funzioni di correzione relative ad acquedotto interno e acquedotto esterno (richiamata nel paragrafo successivo), si è usato come discriminazione unica per tutti i 1'027 dati estratti il diametro medio di 400 mm, scontando qualche inevitabile approssimazione statistica nell'intorno di questo valore.

Era l'unica modalità che consentiva di arrivare alla possibilità di effettuare l'analisi stessa.

Nella fase applicativa, invece, stante queste doverose premesse, l'utilizzo della funzione matematica che lega il tasso di rottura al diametro è subordinata al possesso di informazioni che

permettano di collocare il diametro considerato nello schema acquedottistico interno oppure esterno.

Se l'informazione suddetta è nota, allora si potranno applicare direttamente l'uno o l'altro dei due schemi di acquedotto interno o acquedotto esterno.

Se invece non si ha informazione relativamente alla tipologia di acquedotto (interno/esterno) si procederà in maniera probabilistica.

Se si indica con $I(D)$ la probabilità che il diametro appartenga all'acquedotto interno, ed $E(D)$ la probabilità che il diametro appartenga all'acquedotto esterno in funzione della variabile D , si può porre in primo luogo che:

$$I(D) + E(D) = 1 \quad (7.9)$$

si pone:

$$I(D) = (a \cdot D^3 + b \cdot D^2 + c \cdot D + d) \quad (7.10)$$

Tale posizione è legata a motivi di carattere matematico. Si vuole determinare una curva che consenta di individuare la probabilità di appartenenza del diametro ad un sistema acquedottistico piuttosto che ad un altro, nel rispetto delle condizioni di continuità e derivabilità della funzione.

Ponendo ulteriormente:

$$\begin{cases} x = (D - 116) = [D - (\mu_D - \sigma_D)] \\ x_0 = (684 - 116) = 2\sigma_D \end{cases}$$

attraverso l'imposizione di condizioni ai vincoli sulla continuità e derivabilità della funzione $I(D)$ si ottiene che:

$$I(D) = 1 + 2 \cdot \left(\frac{D - 116}{684 - 116} \right)^3 - 3 \cdot \left(\frac{D - 116}{684 - 116} \right)^2 \quad (7.11)$$

Si osserva come per $D = 116$ mm la $I(D)$ risulti unitaria, mentre per $D = 684$ mm, risulta nulla come era da attendersi.

In definitiva la regola generale da impiegare da parte di un utilizzatore del modello è la seguente:

$$I(D) = \begin{cases} \text{se conosciuta la tipologia di acquedotto} & \begin{cases} 1 \text{ per acquedotto interno} \\ 0 \text{ per acquedotto esterno} \end{cases} \\ \text{se sconosciuta la tipologia di acquedotto} & \begin{cases} 1 \text{ per } D \leq (\mu_D - \sigma_D) \\ 1 + 2 \cdot \left[\frac{D - (\mu_D - \sigma_D)}{2 \cdot \sigma_D} \right]^3 - 3 \cdot \left[\frac{D - (\mu_D - \sigma_D)}{2 \cdot \sigma_D} \right]^2 & \text{per } (\mu_D - \sigma_D) \leq D \leq (\mu_D + \sigma_D) \\ 0 \text{ per } D \geq (\mu_D + \sigma_D) \end{cases} \end{cases} \quad (7.12)$$

con $\mu_D = 400$ e $\sigma_D = 284$
 $E(D) = 1 - I(D)$

Le funzioni $I(D)$ e $E(D)$ vengono inserite nella espressione finale (7.14)

A questo punto possiamo passare alla fase di analisi dei dati, effettuata, come precedentemente spiegato, assumendo come discrimine per acquedotto interno/esterno il valore del diametro di 400 mm.

7.2.3. Calcolo della funzione di correzione: calcolo effettivo delle due funzioni di correzione per acquedotto interno e acquedotto esterno

Applicando la tecnica di regressione al campione estratto previo trattamento in media mobile, così come descritto nel capitolo “*Il procedimento di analisi dei dati*”, si è individuata la curva migliore che minimizza l'errore di predizione nel modello univariato tasso di rottura-diametro che è risultata per l'acquedotto interno la combinazione in media geometrica tra la funzione potenza e la funzione esponenziale, mentre per l'acquedotto esterno la funzione esponenziale.

Si riporta di seguito la tabella finale con i valori dell' SSE_f .

N.ro	Funzione	Acquedotto Interno		Acquedotto Esterno			
		Limiti		SSE_f	Limiti		SSE_f
		D=0	D=∞		D=0	D=∞	
1	Potenza	∞	0	1,0644	0	∞	1,1169
2	Esponenziale	c_{D_i}	0	1,0613	c_{D_i}	∞	1,1127
3	S	∞	f_{D_i}	1,0971	∞	f_{D_i}	1,1178
4	m.g. ¹ (1*2)	∞	0	1,0600			
5	m.g. (1*2)				0	∞	1,1179

Tabella 7.3. Sintesi delle elaborazioni statistiche e studio delle funzioni ai limiti per il modello univariato diametro.

L'individuazione e la scelta della curva migliore risulta per questa tipologia di campione/modello basata esclusivamente sulla minimizzazione dell' SSE_f e non su ragionamenti e riflessioni di carattere fisico.

Si è scelto di non basare la scelta sul valore del limite sinistro della curva tendente al valore nullo per due ordini di motivi:

1. non avrebbe senso da un punto di vista fisico indagare il diametro nullo;
2. estrapolare per un diametro inferiore a 20 mm trasporterebbe la trattazione modellistica in un campo di applicazione estraneo e notevolmente differente da quello acquedottistico (indagato) (ad es. prese di diametri inferiori al 20 mm non necessariamente gestite né facenti parte ordinariamente di sistemi di distribuzione, o parti di impianti domestici, o di civili abitazioni, montanti, etc.) i cui materiali e meccanismi di rottura risulterebbero marcatamente diversi e differenti. Considerare, infatti, diametri inferiori al valore di 20 mm trasporta e traspone la ricerca in contesti di indagine in cui i tubi (e non più le condotte) non risultano più sepolti in maniera standard ma significativamente inseriti in ambienti totalmente differenti.

Ugualmente lo studio del limite destro della curva migliore può ragionevolmente essere spiegato nel seguente modo.

La separazione dei diametri in due categorie, inferiori e/o superiori al valore di 400 mm, vuole intendere che i processi meccanici di deterioramento a cui le condotte sono soggette dipendono fortemente dal valore del diametro.

È ragionevole ipotizzare che i diametri più piccoli sostanzialmente presenti nel tessuto urbano siano sottoposti a carichi da traffico, corrosioni distribuite, mentre i diametri più grandi generalmente insistenti in zone rurali, siano più facilmente soggetti a rotture dovute a frane, cedimenti e movimenti del terreno. Maggiore è il diametro, maggiore sarà la superficie che ostacola il movimento e la spinta

¹ Media geometrica delle due curve migliori.

del terreno e maggiormente il tronco della condotta potrà essere soggetto a sollecitazioni flessionali che possono indebolire i punti di giunzione. È da aggiungere che generalmente le condotte di grande diametro sono provviste di impianti di protezione catodica.

Una loro rottura, pur se rara provocherebbe fallimenti disastrosi per il sistema. Questa riflessione vuole dunque avanzare una teoria che prevede fenomeni di rottura localizzati e differenti a seconda dell'appartenenza di un diametro ad un sistema oppure ad un altro.

È plausibile, in tal senso, ritenere che all'aumentare del diametro le rotture aumentino lievemente per i motivi precedenti. Oltretutto anche la stessa movimentazione delle condotte, se non eseguita applicando gli standard di settore e dei capitolati può indurre lesioni non rapidamente visibili ma che poi si manifestano con rotture accentuate e gravi.

Anche in questo caso, si invita a limitare l'applicazione del modello non oltre i valori del 1400 mm anche perché, un'ulteriore estrapolazione condurrebbe in campi ingegneristici non propriamente acquedottistici, (vedi impianti idroelettrici, sistemi fognari), che esulano da questa trattazione.

Fermo restando le precisazioni precedenti, si riporta di seguito l'espressione finale della relazione matematica del modello (questo modello, tramite l'uso degli esponenti $I(D)$ e $E(D)$, consente automaticamente l'uso delle espressioni originarie delle due curve oppure della espressione mediata a secondo della conoscenza o meno del posizionamento interno o esterno della condotta considerata):

$$\Lambda_D(D) = \left\{ \left[\left(a_{D_i} \cdot D^{b_{D_i}} \right) \cdot \left(c_{D_i} \cdot e^{d_{D_i} \cdot D} \right) \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)} \right\}^{I(D)} \cdot \left(c_{D_e} \cdot e^{d_{D_e} \cdot D} \right)^{E(D)} \quad (7.13)$$

dove:

$$\begin{cases} a_{D_i} = 1,9706 \cdot 10^{-2}; \\ b_{D_i} = -1,3663 \cdot 10^0; \\ c_{D_i} = 8,0755 \cdot 10^{-1}; \\ d_{D_i} = -7,9144 \cdot 10^{-3}; \\ c_{D_e} = 2,8849 \cdot 10^{-2}; \\ d_{D_e} = 6,6553 \cdot 10^{-4}. \end{cases}$$

La precedente formula è stata ottenuta sulla base di un campione estratto casualmente dal data-base di letteratura tecnica.

I dati del campione risultavano essere pari a 1'027, in seguito all'accorpamento erano disponibili 100 valori distinti di diametro, in tecnica di media mobile 98.

Il range esaminato dei diametri risulta essere compreso tra il valore minimo di 20 mm ed il valore massimo di 1350 mm, mentre il range dei diametri elaborato (dopo il pre-trattamento in media mobile risultava compreso tra il valore di 27,53 mm e 1349,73 mm).

È consentita certamente l'estrapolazione all'intervallo originario di partenza, mentre per le ragioni discusse in precedenza, si consiglia un uso circoscritto in questo intervallo o al più una moderata e limitata estrapolazione al di fuori di questi valori.

Di seguito in fig. 7.2 (diagramma sinistro) si riporta in nero la curva che minimizza l'errore di predizione per lo schema dell'acquedotto interno e in azzurro la curva che minimizza l'errore di predizione per lo schema dell'acquedotto esterno.

In questo diagramma le curve sono riportate intere fino al diametro 400 mm e tratteggiate oltre. Nel diagramma destro si riporta invece la curva unica che si è ottenuta mediante la sovrapposizione delle due con la formula (7.12)

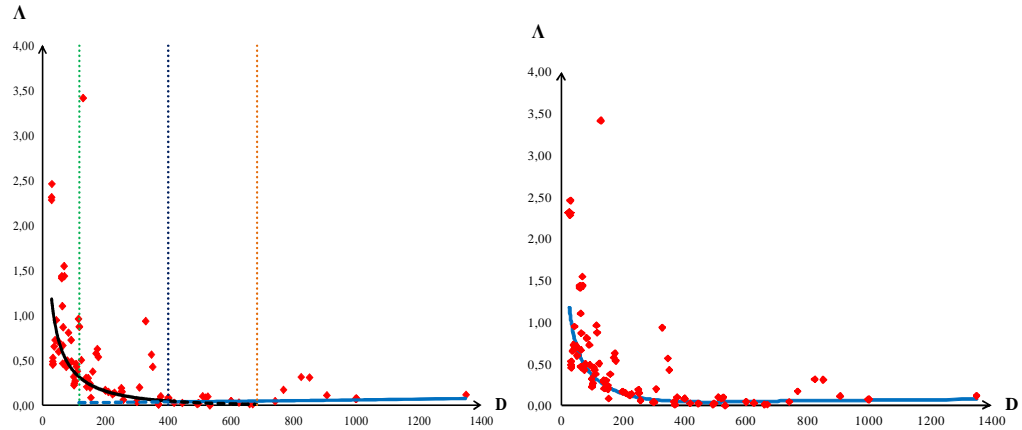


Figura 7.2 Curve interpolatrici dei punti sperimentali $\Lambda = \Lambda(D)$

Al fine di poter ottenere la funzione di correzione, la precedente espressione (7.13) viene ad essere divisa per il valore medio ponderato ottenuto dall'estrazione e che verrà indicato con il termine $\overline{\Lambda_D}$ (valore medio geometrico pesato dopo l'applicazione della media mobile $k=3$).

Il fattore di correzione con il diametro, risulterà essere pari a:

$$f_{c_D} = \frac{\Lambda_D(D)}{\overline{\Lambda_D}} \quad (7.14)$$

$$f_{c_D} = \left\{ \frac{\left\{ \left[\left(a_{D_i} \cdot D^{b_{D_i}} \right) \cdot \left(c_{D_i} \cdot e^{d_{D_i} \cdot D} \right) \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)} \right\}^{I(D)} \cdot \left(c_{D_E} \cdot e^{d_{D_E} \cdot D} \right)^{E(D)}}{\overline{\Lambda_D}} \right\}^{N_D}$$

dove:

$$\overline{\Lambda_D} = 1,7352 \cdot 10^{-1}$$

Nella fig. 7.3 viene riportata la funzione di correzione con il parametro diametro.

Anche questa volta si riportano due rappresentazioni di tale funzione, una volta spezzata in due e una volta basata sulla espressione ottenuta dalla sovrapposizione.

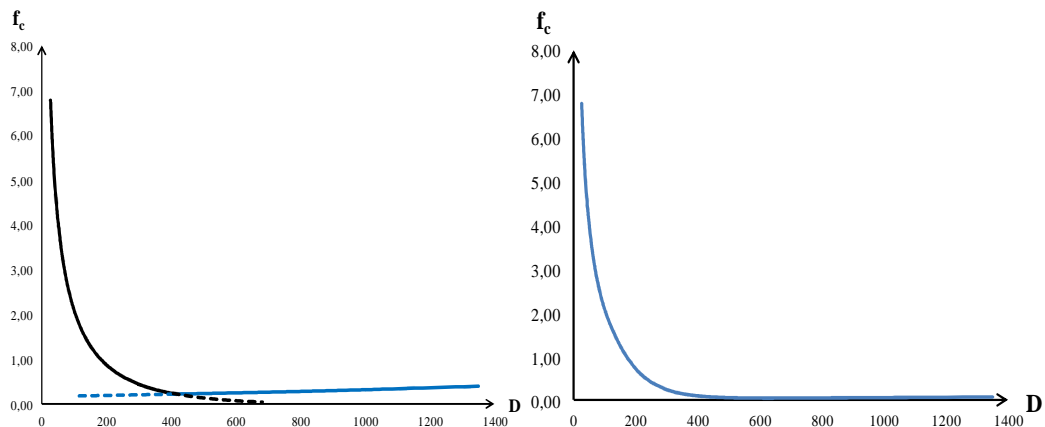


Figura 7.3 Funzioni di correzione (variabile predittiva Diametro).

7.3. Il tasso di rottura in funzione dell'età e del materiale della condotta

7.3.1. Stato dell'arte della problematica

L'invecchiamento di una rete di distribuzione comporta una diminuzione della resistenza strutturale con un conseguente incremento del tasso di rottura e, quindi, delle perdite e dei costi di riparazione.

Comporta un aumento della scabrezza delle condotte e quindi una diminuzione della loro capacità di trasporto. In breve, l'invecchiamento delle reti ne diminuisce l'affidabilità ed è quindi necessario provvedere al loro continuo mantenimento ed ammodernamento. Gli Enti Gestori delle reti di distribuzione idrica hanno però fondi limitati ed è quindi importante poter disporre di strumenti che aiutino a pianificare tali interventi.

I modelli che legano il tasso di rottura con l'età della condotta o più in generale con il tempo sono modelli deterministici *Kleiner & Rajani* (2001 a,b).

Alcune note formulazioni sono le seguenti:

$\Lambda(t) = \Lambda_0 \cdot e^{a(t-t_0)}$ ('), $\Lambda(t) = c_1 \cdot c_2 \cdot b \cdot e^{a(t-t_0)}$ ("), $\Lambda(t) = \Lambda_0 \cdot (1+a)^t$ (""), $\Lambda(t) = b \cdot t^a + c_3$ (""'), dove t_0 è un tempo di riferimento, ad esempio l'anno di posa della condotta, Λ_0 il tasso di rottura al tempo t_0 , a è un coefficiente di crescita, b un coefficiente di regressione, c_1 un coefficiente che tiene conto del numero di rotture precedentemente osservate sulla condotta, c_2 un coefficiente che tiene conto delle dimensioni della condotta e c_3 un coefficiente che tiene conto dello scostamento tra il numero di rotture atteso ed il numero di rotture osservate. La formulazione (') è stata introdotta da (*Shamir & Howard*, 1979), mentre la (") è stata introdotta da (*Walski & Pelliccia*, 1982), la (""') da (*Halhal et al.*, 1997), e la (""') da (*Dandy & Engelhardt*, 2006).

Ugualmente l'indagine sulla dipendenza del tasso di rottura dall'età delle condotte, in letteratura tecnica, non fornisce indicazioni univoche.

Alcuni autori (*Fitzgerald*, 1968; *Shamir & Howard*, 1979; *Clark et al.*, 1982; *Walski & Pelliccia*, 1982; *Kettler & Goulter*, 1985) evidenziano sulla base di osservazioni relative a reti costituite da tubazioni prevalentemente metalliche per le quali il degrado quanto invecchiamento è sostanzialmente dovuto a fenomeni di corrosione, un andamento crescente (lineare o esponenziale) del tasso di rottura all'aumentare dell'età della tubazione.

Altri autori (*O' Day et al.* (1980-1982-1983); *Ciottoni*, 1983; *Pelletier et al.*, 2003) evidenziano che il tasso di rottura non è così legato all'età della condotta (si riscontrano casi in cui i tassi di rottura sono più alti per settori più giovani della rete a causa di utilizzo di tecniche costruttive e materiali di scarsa qualità).

In particolare, *O' Day* riporta alcuni studi effettuati dalla americana US Army Corps of Engineers e dall'inglese Severn-Trent Water Authority.

La US Army Corps of Engineers ha analizzato nella città di Binghamton, N.Y., la correlazione fra l'età della condotta ed il tasso di rottura per tubi di ghisa ottenuti per fusione e centrifugati. I dati relativi a questa indagine riportano un coefficiente di crescita A pari a 0,574 per tubi di ghisa da fusione e 0,162 per tubi di ghisa centrifugati (i tassi di rottura sono espressi in termini di rotture/miglio·anno). Questi valori secondo l'autore indicano che l'età del tubo da sola non è un indice determinante per prevedere il tasso di rottura. È, però, interessante notare come i tubi di ghisa centrifugati presentano un tasso di rottura significativamente più alto di quelli colati in forme: ciò può essere giustificato dal fatto che, inizialmente, la tecnica per centrifugazione non era un procedimento altrettanto appropriato come quello per colata.

Attraverso lo studio effettuato dalla Severn-Trent Water Authority, si giunge ulteriormente alla conclusione che l'età non è buon indice di condizione.

Infatti, nello studio, confrontando i tassi di rottura in diversi tratti di una rete idrica, si rileva che le condotte di ghisa, ottenute per centrifugazione ed installate nel 1952 presentano tassi di rottura molto

più alti di quelle posate dal 1890 al 1920. Lo stesso studio, analizzando le rotture della rete idrica di Manhattan-New York City giunge alla conclusione che l'età non permette di prevedere i tassi di rottura, in quanto i tubi più giovani presentano tassi più elevati di quelli più vecchi mentre sui valori del tasso di rottura notevole incidenza ha il diametro della tubazione.

Infine, si potrebbe affermare che l'età della tubazione non costituisca una vera e propria causa primaria di rottura, ma costituisca, invece, la misura del tempo in cui il tubo è stato esposto ai diversi fattori che ne determinano il deterioramento.

Boxall nella sua ricerca applica una vasta gamma di <<curve>> parametriche e non parametriche per cercare di descrivere il comportamento osservato dei tassi di rottura in relazione alle variabili selezionate di diametro, lunghezza ed età.

Qui si riportano di seguito i diagrammi finali parametrici (e non parametrici), ottenuti per due dataset distinti e per due materiali differenti.

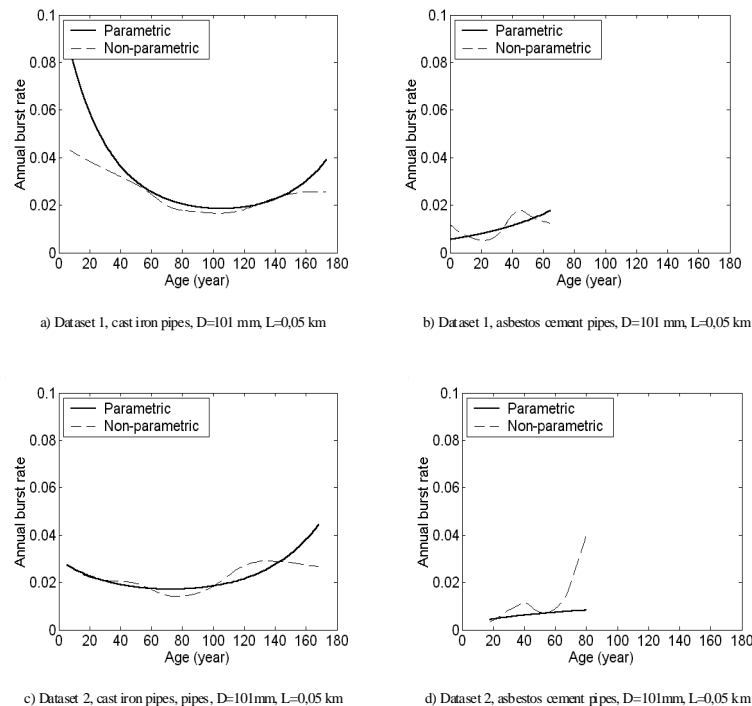


Figura 7.4 Andamento del tasso di rottura in funzione dell'età. (Boxall et al.)

In altri lavori, i dati relativi alle rotture sono serviti per l'analisi e la sperimentazione di metodi probabilistici o l'utilizzo di applicazioni mediante programmazione genetica come riportato nella tabella 7.2.

Pattern of failures

I più comuni pattern di descrizione delle fallanze nel tempo sono:

1. pattern *bathtub curve* tipicamente applicabili per *assets* meccanici ed elettrici/elettronici;
2. pattern *age/based curve* tipicamente applicabile per *civil passive assets*.

Si riportano di seguito due diagrammi esemplificativi:

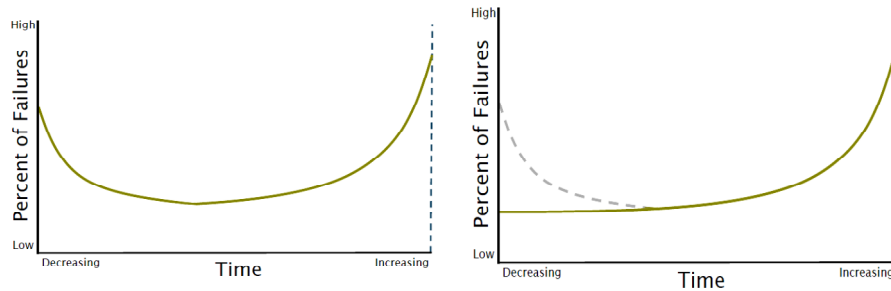


Figura 7.5 Most common patterns of failures (sinistra *bathtub curve*, destra *age/based curve*)

L'evoluzione temporale del tasso di incidenza dei guasti (*rate of occurrence of failures* ROCOF) in una rete idrica può essere illustrata con il tipico andamento a curva a vasca da bagno, un termine usato per la sua forma caratteristica (Figura 7.6).

ROCOF è la derivata nel tempo del numero previsto cumulativo di guasti ed è definito come:

$$\text{ROCOF} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{dE(N(t))}{dt} \quad (7.15)$$

dove $E(N(t))$ indica il numero medio di guasti nell'intervallo $(0, t)$.

È importante notare che esistono due diverse curve a vasca da bagno (Ascher e Feingold, 1984).

Una per sistemi riparabili (cioè ROCOF) e una per sistemi non riparabili (cioè FOM). I sistemi non riparabili includono quelli in cui gli oggetti hanno una sola vita, o i sistemi che vengono restituiti dopo la riparazione di un prodotto come sostanzialmente nuovi. Nell'ambito dei sistemi riparabili vengono proposte due tipologie di curve A e B (figura 7.6). La curva ammette che le rotture aumentino nella fase di vecchiaia della condotta (A), mentre talora altri ricercatori (Andreou et al. (1987a, b); Herz, 1996), ammettono nella terza fase un andamento costante (B) ma ciò in contraddizione con l'esistenza dei processi fisici di deterioramento legati alla corrosione.

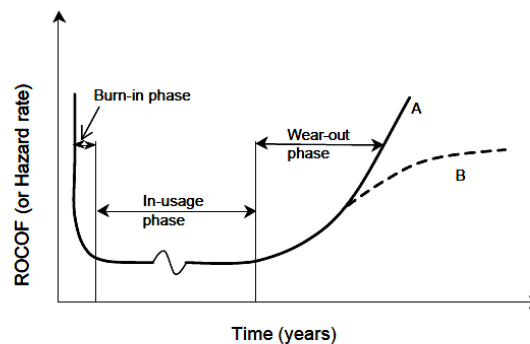


Figura 7.6 The bathtub curve of the life cycle of a buried pipe

Il ROCOF è spesso alto nella fase iniziale. Ciò può essere spiegato (come richiamato nel capitolo 2) dal fatto che i tubi possono subire errori di fabbricazione inosservati o difetti di installazione (noto anche come "mortalità infantile"). Il periodo di installazione e poco tempo dopo è spesso chiamato *burn in period*. In questo periodo la ROCOF è in calo. Le ragioni dei fallimenti iniziali potrebbero essere dovuti a metodi di scarsa produzione e lavorazioni povere durante l'installazione.

Nel periodo di funzionamento normale, ROCOF è basso e quasi costante.

Errori che accadono in questo periodo sono in genere eventi casuali, come insoliti carichi esterni sul tubo (Mosevoll, 1994; Lidström, 1996; Rausand e Reinertsen, 1996). Per la maggior parte dei componenti il ROCOF mostrerà un leggero aumento in questo periodo (Høyland Rausand, 1994).

Nel periodo di "usura" i tubi sono sempre più fragili e il ROCOF aumenta a causa del deterioramento del materiale del tubo (es. ruggine) che conduce infine al crollo del tubo. La curva in

Figura 7.6 può essere applicata ad un tubo singolo, un gruppo di tubi con caratteristiche simili o per la popolazione intera di una rete di tubazioni.

La forma della curva a vasca in Figura 7.6 è un comportamento teorico. L'analisi dei dati storici di guasto normalmente non ci permette di identificare tutte le tre fasi della curva a vasca da bagno a meno che non abbiamo una storia completa delle rotture pregresse. Per i tubi in ghisa grigia, che sono stati in servizio per oltre 100 anni, i dati di storia completa non sono normalmente disponibili.

Per i tipi di tubo più recentemente installati come PVC e PE solo la prima parte della curva a vasca è osservabile.

L'osservazione di una curva a vasca da bagno vera e propria diventa ancora più complessa a causa della riabilitazione del tubo. Sostituiti i tubi, essi sono messi fuori servizio, e, naturalmente, non vengono più registrati fallimenti e/o rotture per questi tubi. La sostituzione del tubo ha una influenza diretta sulla fine della curva. Solo raramente siamo in grado di osservare una versione "non-riabilitata" della curva a vasca da bagno.

Un esempio di questo tipo di curva è disponibile presso l'ex Germania dell'Est, (*Baur e Herz*, 1999). Tuttavia, quando nessuna tendenza nei dati è osservabile, modelli meno sofisticati possono essere utilizzati. Gli errori/difetti che accadono nei primi anni successivi alla costruzione (per esempio nell'età infantile) devono essere garantiti e minimizzati da parte dei produttori di tubi e/o fornitori.

In Norvegia il periodo di infanzia delle condotte è di circa tre anni.

Gli errori che accadono nel periodo di rodaggio ovviamente influenzano l'affidabilità e la disponibilità di tutta la rete e possono anche influenzare la durata residua del tubo.

Un problema frequente nell'analisi dei dati di guasto è che non tutte le parti dei dati sono stati raccolti in condizioni simili. Le *pipes* nella stessa rete si differenziano per materiale del tubo, condizioni del terreno, la storia di manutenzione, anno di costruzione, la penetrazione del gelo, il modo di costruzione, la qualità dell'acqua e il carico del traffico. Se molte di queste covariate non siano tali da causare direttamente la rottura di un tubo in buone condizioni, il loro effetto combinato, soprattutto nel caso di tubi corrosi, può causare il guasto.

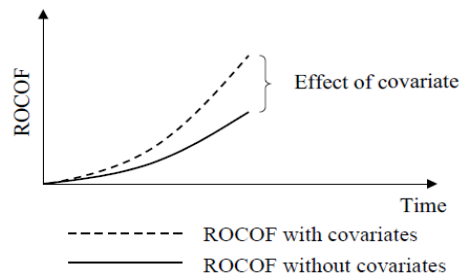


Figura 7.7 The effect of covariates on the tail end of the bathtub curve

Nella figura 7.7 è mostrata la coda (lato destro) della curva a vasca da bagno (figura 7.6).

Le covariate possono influenzare il ROCOF in modo che il ROCOF osservato (in presenza di covariate) è più grande (ad esempio tubi di ghisa sferoidale in argilla non protetti) o più piccolo rispetto al ROCOF senza covariate presenti.

È quindi fondamentale scegliere un modello che includa queste covariate.

Il risultato dell'applicazione delle covariate è una traslazione (spostamento orizzontale) della curva a vasca da bagno, e il periodo di usura tende ad iniziare prima.

Tutte le riflessioni precedenti conducono al fatto che nell'ambito di questa trattazione, si prescinderebbe dall'andamento teorico della curva. In particolare si riterrà pressoché costante nel tempo il periodo di infanzia e non rapidamente crescente.

Il periodo di infanzia risulta presente ipotizzando il valore delle rotture per anno zero diverso da zero, per l'esistenza di covariate, ma nel contempo si precisa che nella trattazione si vogliono

escludere episodi legati agli errori di montaggio, fabbricazione ed installazione che innalzano vertiginosamente la curva. In questo modo si soddisfa una continuità e derivabilità nel passaggio tra la fase di infanzia e quella di maturità.

Per quanto concerne la fase di vecchiaia, si sceglie un approccio legato alla curva di tipo A secondo la quale le rotture inequivocabilmente tendono a crescere con il passare del tempo.

Ciò precisato, si sceglierà un andamento finale da studiare del tipo age-based curve.

7.3.2. Il Campione Tasso di Rottura/Età. Calcolo della funzione di correzione

Il modello univariato del tasso di rottura in funzione dell'età non può prescindere da una considerazione e riflessione di fondo.

Il diagramma a dispersione del campione Età in figura 7.8 mostra la netta e chiara presenza di una covariata. Il diagramma che fissa il valore massimo delle ordinate al valore del tasso di rottura unitario, (il valore massimo è pari a circa 2'950 rotture/km·anno) evidenzia una non omogenea dispersione dei vari materiali.

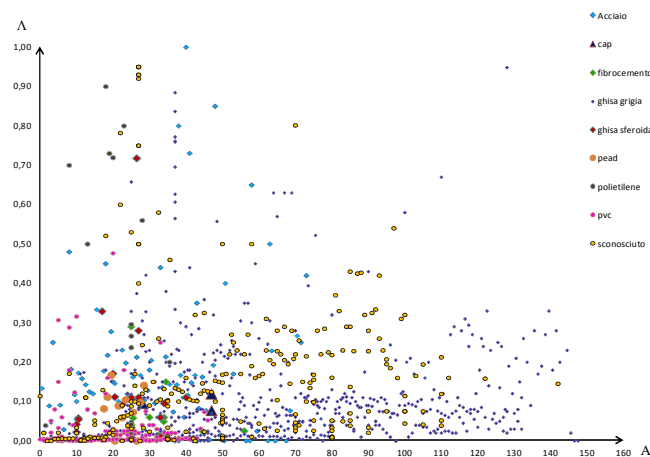


Figura 7.8 Diagramma a dispersione Tasso-Età con specifica del materiale

È alquanto chiaro che alcuni materiali si presentano soltanto in determinati periodi temporali. In questo caso decade l'ipotesi di indipendenza di azione. Le rotture correlate all'età della condotta non possono prescindere dalla categoria del materiale.

Eccezione fatta per la ghisa grigia che si presenta ed appare sul diagramma mediamente su tutta la finestra di indagine (0-147,5 anni), tutti gli altri materiali si mostrano confinati in particolari zone ed intervalli. Tale riflessione è fortemente ed intimamente connessa ai periodi di utilizzo di alcuni materiali rispetto ad altri nella costruzione degli acquedotti.

Si osserva come i materiali di tipo plastico siano presenti soltanto fino a circa 40 anni di età, sottolineando che la loro applicazione sia avvenuta soltanto in tempi più recenti.

Il ripristino della condizione di indipendenza di azione può essere effettuato elaborando e stimando un modello bivariato che contemporaneamente tenga conto sia dell'informazione legata all'età, sia dell'informazione legata alla variabile materiale.

Di seguito verranno proposti otto modelli bivariati per i seguenti materiali: acciaio (acc.), ghisa grigia (G.g.), ghisa sferoidale (G.s.), pead, calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.), fibrocemento (fib.), polietilene (pol.) e pvc.

Per ciascun materiale è stata considerata, in questo caso, la sola funzione esponenziale. Tale funzione ammette un valore diverso da zero per età nulla, presenta concavità rivolta verso l'alto.

Queste caratteristiche rispondono alle esigenze di ricerca.

Si riportano nella tabella 7.4, alcune caratteristiche riscontrate nei vari campioni estratti età/materiale; in particolare: l'intervallo di esplorazione del campione (in termini di anni), l'intervallo di elaborazione (in termini di anni), i corrispondenti valori minimi e massimi (degli intervalli) dei tassi di rottura, il numero di valori di cui è costituito il campione, il numero di età distinte per materiale.

Materiale	Intervallo Esplorazione	Min	Max	Intervallo Elaborazione	Min	Max	N.ro valori	N.ro valori distinti
	anni	rott./km·anno		anni	rott./km·anno			
acc.	[0,5: 73]	0	2950,3106	[1,70: 71,67]	$1,0993 \cdot 10^{-2}$	5,8092	103	86
G.g.	[3 : 147,5]	0	6,0606	[4,06: 146,48]	$4,3592 \cdot 10^{-3}$	1,3854	535	256
G.s.	[10 : 40]	$8,4746 \cdot 10^{-3}$	$7,1769 \cdot 10^{-1}$	[10,43: 34,26]	$7,4119 \cdot 10^{-2}$	$2,1934 \cdot 10^{-1}$	23	12
pead	[0 : 28,5]	0	1	[0,88: 27,88]	0	$5,5172 \cdot 10^{-1}$	28	27
c.a.p.	[28,1 : 47]	$7,6923 \cdot 10^{-2}$	$1,1923 \cdot 10^{-1}$	[28,1: 47]	$9,5000 \cdot 10^{-2}$	$9,8077 \cdot 10^{-2}$	3	2
fib.	[25 : 56]	$1,0000 \cdot 10^{-2}$	$4,8300 \cdot 10^{-1}$	[26,62: 49,65]	$2,5003 \cdot 10^{-2}$	$2,0114 \cdot 10^{-1}$	31	22
pol.	[1,5 : 35,5]	$1,7751 \cdot 10^{-2}$	2	[2,49: 25,09]	$2,3129 \cdot 10^{-1}$	$7,7317 \cdot 10^{-1}$	19	11
pvc	[0 : 46]	0	190,2174	[1,66: 44,99]	$2,6293 \cdot 10^{-3}$	$6,9463 \cdot 10^{-1}$	163	48

Tabella 7.4 Caratteristiche dei campioni estratti età/materiale

Le curve individuate per gli otto materiali presi in considerazione sono riportate in figura 7.9.

Età-acciaio - Lo studio occhiometrico del diagramma a dispersione, mostra una accentuata dispersione dei dati tra i 35 e i 50 anni di età. Tale dispersione, di natura statistica, non presenta un peso importante e tale da condizionare l'andamento della curva. Per valori di età inferiori, la stessa interpola bene i dati, mentre per valori di età superiori ai 60 anni, la curva sovrastima in maniera ragionevole i dati sperimentali.

Età-ghisa grigia - La curva interpolante si dispone tra i dati fino all'età di 80 anni. Successivamente per valori di età superiori, sembrerebbe sovrastimare i dati sperimentali.

È da sottolineare che l'interpolazione è sempre ponderata. Ciò dimostra che i dati sperimentali con età maggiore di 100 anni presentano pesi trascurabili rispetto ai punti più alti.

Età-ghisa sferoidale - Anche in questo caso la curva individuata interpola i dati e l'analisi del diagramma a dispersione mostra una crescita dei tassi di rottura in funzione dell'età.

Età-pead - Per questo materiale, la curva corrisponde all'andamento atteso tra i punti.

Età-c.a.p. - Per questa categoria di materiale, erano disponibili solo due punti.

Per i tre materiali: fibrocemento, polietilene e pvc si nota nei relativi diagrammi un andamento decrescente all'aumentare dell'età. Considerando che in linea di principio l'invecchiamento del materiale sia fondamentalmente causa di deterioramento della condotta indipendentemente dal materiale, si è ritenuto scarsamente probabile tale risultato finale.

La diminuzione delle rotture all'aumentare dell'età, può essere imputata alla scarsa significatività statistica del campione estratto per i suddetti materiali e alla presenza in ogni caso di aleatoria dei pesi assegnati. Al fine di poter pervenire ad interpolazioni accettabili e fisicamente basate, si è operato nel seguente modo. Nella tabella seguente viene riportato per ciascun materiale il peso complessivo dell'estrazione W_e , e il coefficiente d della funzione esponenziale.

Materiale	W_e	c_m	d_m
acc.	102,6298	0,0750	0,0354
G.g.	1608,8658	0,0512	0,0235
G.s.	302,8672	0,0363	0,0577
pead	9,9415	0,0443	0,0698
c.a.p.	19,3241	0,0906	0,0017
fib.	144,7145	0,4149	-0,0464
pol.	20,0927	7,7215	-0,1365
pvc	484,7332	0,0530	-0,0294

Tabella 7.5 Valori significativi per ciascuna estrazione età-materiale.

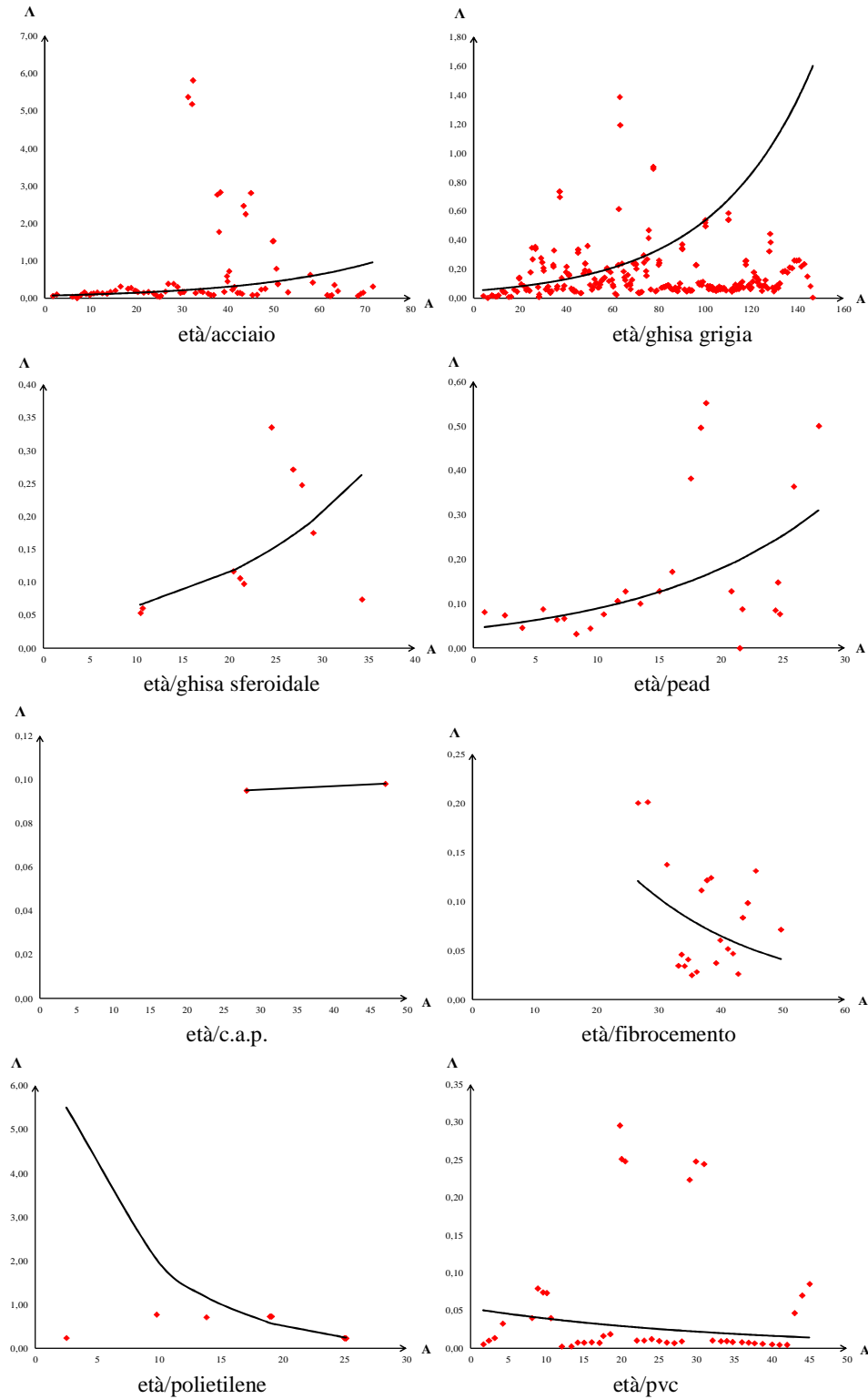


Figura 7.9 Le curve individuate per gli otto materiali.

Al fine di poter individuare delle curve crescenti anche per i materiali citati in precedenza, si è stimato un coefficiente \bar{d} medio ponderandolo con i corrispondenti pesi delle estrazioni:

$$\bar{d} = \frac{\sum_{i=1}^8 W_e \cdot d}{\sum_{i=1}^8 W_e} \quad (7.16)$$

dove $\bar{d} = 1,3349 \cdot 10^{-2}$. Individuato tale coefficiente, si è assegnato questo valore alle tre funzioni non fisicamente basate, ricalcolando con la tecnica di regressione lineare, il valore del tasso Λ per anno zero (il coefficiente c della funzione esponenziale). In tal modo, si sono ottenute corrette le funzioni corrispondenti:

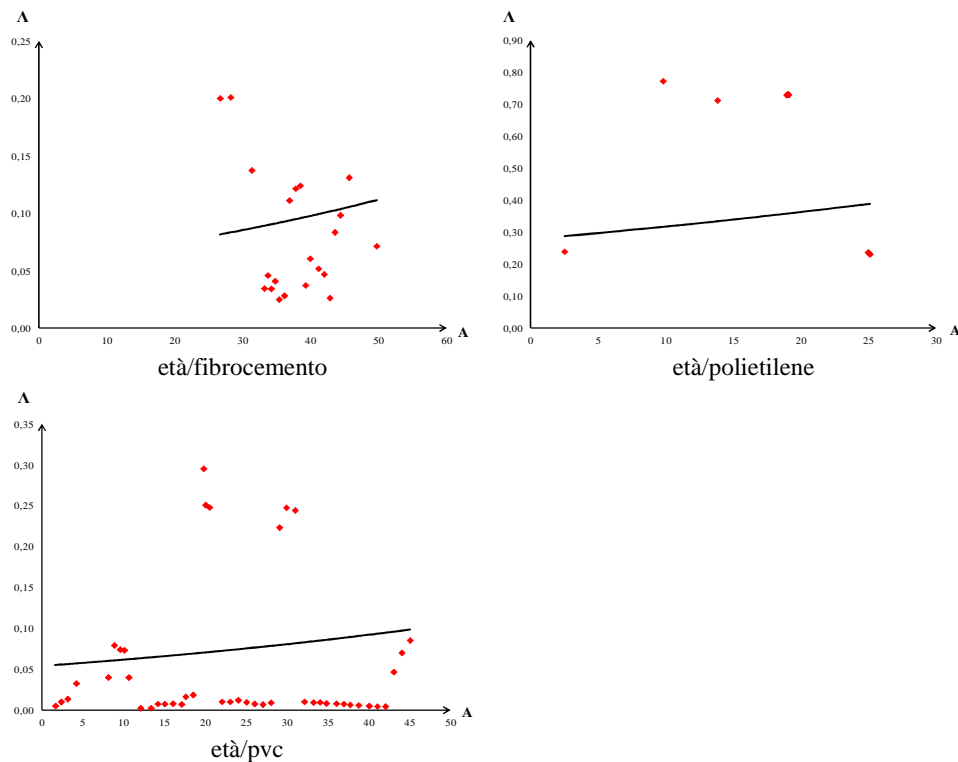


Figura 7.10 Diagrammi dei Tassi di Rottura-Età in seguito alla correzione eseguita.

I diagrammi in figura 7.10 riproducono l'andamento crescente del tasso di rottura in seguito alla correzione effettuata:

$$\Lambda_{m,A}(c_m, d_m, A) = (c_m \cdot e^{d_m \cdot A}) \quad (7.17)$$

In definitiva l'insieme dei coefficienti c_m e d_m per i singoli otto materiali risultano quelli riportati nella tabella successiva:

c_{mf}	d_{mf}
0,0750	0,0354
0,0512	0,0235
0,0363	0,0577
0,0443	0,0698
0,0906	0,0017
0,0574	0,0133
0,2787	0,0133
0,0542	0,0133
0,0750	0,0354

Figura 7.11 Valori finali dei coefficienti della (7.17)

Individuate le curve migliori per il legame materiale/età, si ammette ulteriormente che la relazione (7.17) possa essere adoperata anche in presenza di materiale sconosciuto, ignoto.

In tale circostanza, si può dimostrare che i coefficienti della funzione possono essere assegnati procedendo nel modo seguente:

$$c_m = \prod_i \sqrt[n]{c_i^{w_i}} \quad (7.18)$$

$$d_m = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n w_i}$$

Il coefficiente c_m può essere stimato calcolando la media geometrica ponderata dei c_i (scegliendo come pesi i pesi delle singole estrazioni e riportati nella tabella 7.5) e il coefficiente d_m determinando la media aritmetica pesata dei d_i e ponderandola con i precedenti pesi.

I valori finali di questi due coefficienti sono rispettivamente: $c_m = 5,1635 \cdot 10^{-2}$; $d_m = 2,5366 \cdot 10^{-2}$.

É interessante rappresentare anche, nella figura 7.12, l'andamento della funzione ottenuta rispetto ai punti relativi a rotture per cui si conosce l'età della condotta ma non il materiale.

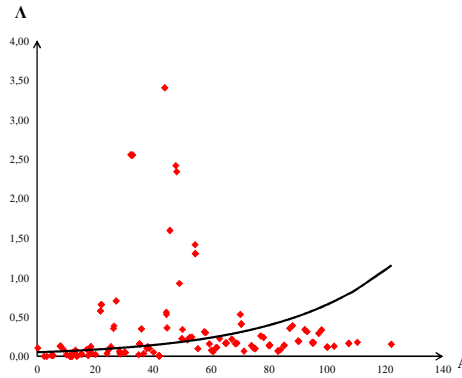


Figura 7.12 Rappresentazione grafica della curva età/materiale ignoto

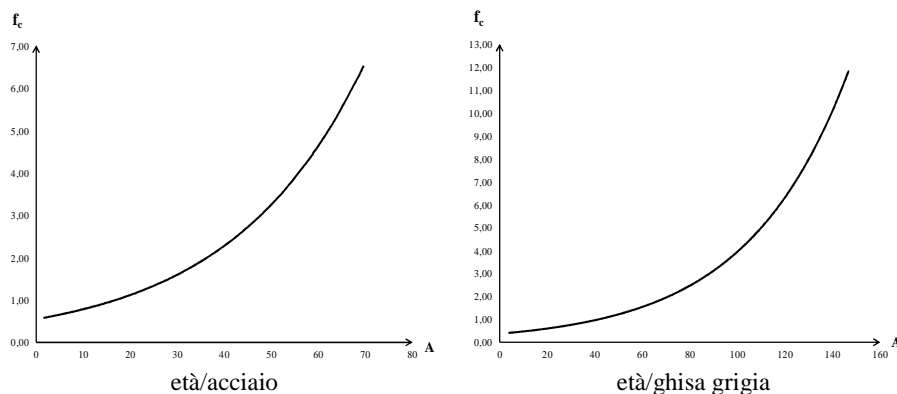
Individuate le varie curve, si determinano le corrispondenti funzioni di correzione (dividendo le precedenti per il valore medio ponderato del tasso di rottura $\bar{\Lambda}_{m,A}$ in seguito alle operazioni di ordinamento, accorpamento e media mobile dei valori di tasso contenute nell'insieme di tutte le estrazioni bivariate età-materiale che vale $1,3541 \cdot 10^{-1}$.

Le corrispondenti funzioni di correzione sono:

$$f_{c_{m,A}} = \frac{\Lambda_{m,A}(c_m \cdot d_m, A)}{\bar{\Lambda}_{m,A}} \quad (7.19)$$

$$f_{c_{m,A}} = \left\{ \left[\frac{(c_m \cdot e^{d_m \cdot A})}{\bar{\Lambda}_{m,A}} \right] \right\}^{N_{m,A}}$$

Le (7.19) sono rappresentate nelle figure 7.13 successive:



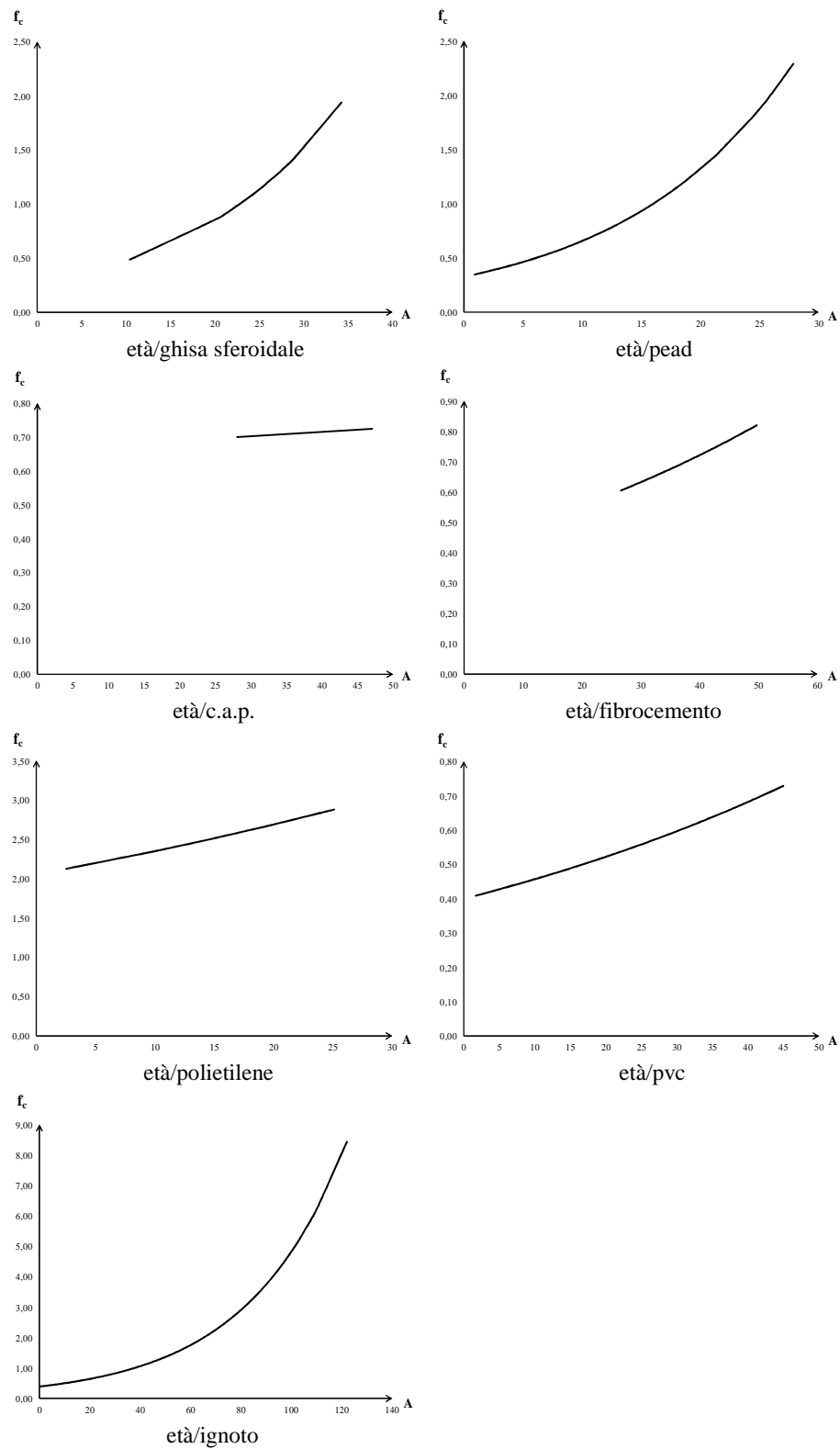


Figura 7.13 Funzioni di correzione età/materiale e per materiale sconosciuto.

7.4. Tasso di rottura – Materiale

7.4.1. Stato dell'arte della problematica e Premessa

Le condotte acquedottistiche sono di norma costituite da tubi prefabbricati, di forma circolare.

Storicamente i primi tubi furono di coccio, piombo o ferro.

Detti materiali oggi non vengono più adoperati. Di contro sono adottati: la ghisa (con prevalenza della ghisa sferoidale: (G.s.), l'acciaio, il polietilene (ad alta densità (PEAD), o a bassa densità (PEBD), il pvc, il cemento armato (in genere il T.A.D.) ed il cemento armato precompresso (c.a.p.), la vetroresina (nelle sue diverse tecnologie realizzative).

I materiali del passato, quali la ghisa comune o ghisa grigia (G.g.), il fibrocemento, per motivi diversi oggi non vengono più adottati.

Tuttavia buona parte dell'attuale patrimonio acquedottistico é costituito da condotte in tali materiali.

La scelta delle tubazioni per le reti di adduzione deve essere effettuata tenendo conto di diversi fattori:

- pressione nominale;
- aggressività dei terreni attraversati: potrebbero essere necessari rivestimenti adeguati e/o protezioni catodiche per tubazioni metalliche soggette a corrosione (potrebbe addirittura risultarne sconsigliata l'adozione) (vedi Appendice);
- stabilità dei terreni attraversati: tubazioni e giunti in grado di sopportare le sollecitazioni, eventuali strutture di fondazione;
- caratteristiche incrostanti e di aggressività delle acque trasportate influenzano la scelta del materiale e del rivestimento interno;
- tutti i materiali plastici richiedono particolare cura nel rinfilanco e rinterro;
- indipendentemente dal materiale scelto per la realizzazione dell'acquedotto: (i) negli attraversamenti si utilizzano materiali metallici, (ii) all'interno dei manufatti si utilizzano giunti metallici a flangia e tipo Gibault.

Per le reti di distribuzione vengono in genere utilizzate le tubazioni in ghisa sferoidale, che, pur essendo metalliche non presentano problemi di corrosione, e spesso anche in pead, che, oltre ad essere economico, presenta numerosi vantaggi dovuti alla flessibilità e alla facilità di taglio e giunzione.

Per contro il pead richiede una posa accurata per le elevate pressioni addizionali.

Per le reti di distribuzione è sconsigliabile l'utilizzo delle seguenti tubazioni:

- Acciaio. Corrosione per la presenza di correnti disperse dovute alle linee elettriche urbane: difficoltà nel realizzare e preservare protezioni attive e passive, e perciò rischio di minor durata delle tubazioni.
- Cementizie.
 - Produzione di diametri superiori a 400-500 mm, al di sopra del campo di diametri richiesti per una rete di distribuzione urbana;
 - difficoltà di realizzazione in opera di tronchi più corti del normale;
 - problemi di tenuta delle numerose giunzioni (in genere con anello in gomma) con pezzi speciali e apparecchiature metalliche.

7.4.2. Calcolo della funzione di correzione

Le considerazioni contenute nella Premessa mirano a sottolineare che nella categoria materiale è presente in maniera imprescindibile una dietrologia sostanzialmente legata ad una miriade di fattori e di logiche che trovano sintesi nella scelta del materiale in funzione di un ventaglio di condizioni al contorno che necessariamente devono essere portate in conto.

La variabile predittiva materiale, già richiamata anche nel paragrafo precedente in fase di descrizione del modello bivariato con l'età, risulta essere in questo capitolo la prima variabile categorica elaborata separatamente. Per essa e per tutte le altre variabili predittive categoriche successive si è effettuata la seguente operazione. Si necessitava di trasformare l'informazione contenuta nella descrizione qualitativa della variabile (tipologia di materiale nella fattispecie) in informazione numerica (come ad esempio è quella del Diametro o dell'Età).

Tale operazione è stata ottenuta assegnando a ciascuna categoria di materiale proprio il valore medio ponderato del tasso di rottura per quella categoria. Così ad esempio al materiale il cui tasso di rottura medio vale Λ_M viene assegnato un indice di materiale M esattamente eguale a Λ_M : cioè in pratica $M = \Lambda_M$. Con tale posizione allora l'andamento del Tasso di rottura in funzione dell'indice di Materiale è dato da:

$$\Lambda_M(M) = M \quad (7.20)$$

In tal modo, si è fatto corrispondere ad ogni materiale il relativo tasso di rottura. Per questa variabile e per tutte le altre di questa natura, la curva di regressione ottenuta, risulta automaticamente essere una curva di tipo lineare passante per l'origine ed in particolare con coefficiente angolare unitario (bisettrice del primo e terzo quadrante). Le tipologie e talora aggregazioni di materiali presenti nel campione risultavano essere 14, ma di esse soltanto 9 indagabili.

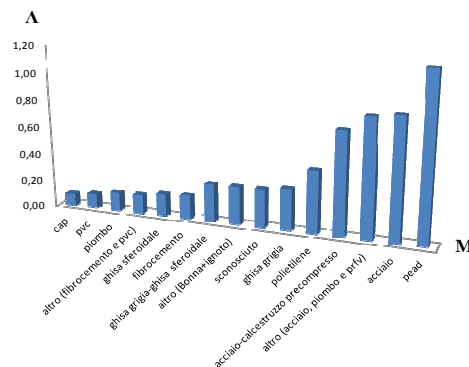


Figura 7.14 Istogramma dei tassi di rottura per specifica categoria di materiale.

Materiale	W_M	Λ_M
acciaio	107,9544	$8,6480 \cdot 10^{-1}$
cap	21,7297	$8,9770 \cdot 10^{-2}$
fibrocemento	245,5632	$1,7371 \cdot 10^{-1}$
ghisa grigia	760,9612	$3,0037 \cdot 10^{-1}$
ghisa sferoidale	181,5196	$1,6573 \cdot 10^{-1}$
pead	9,6407	1,1746
piombo	3,0960	$1,3765 \cdot 10^{-1}$
polietilene	38,2884	$4,4885 \cdot 10^{-1}$
pvc	255,6479	$1,0821 \cdot 10^{-1}$
acciaio-calcestruzzo precompresso	6,2053	$1,5383 \cdot 10^{-2}$
altro (acciaio, piombo e prfv)	0,2371	$7,0310 \cdot 10^{-1}$
altro (Bonna+ignoto)	0,0045	$4,0375 \cdot 10^{-2}$
altro (fibrocemento e pvc)	0,5252	$4,7000 \cdot 10^{-1}$
ghisa grigia-ghisa sferoidale	43,6223	$4,5765 \cdot 10^{-2}$

Tabella 7.6 Valori dei pesi dei campioni estratti e dei tassi di rottura per materiale relativi a ciascun raggruppamento di condotte.

Nella tabella 7.6 è riportato il tasso di rottura medio ponderato per ciascuna tipologia, nonché il peso complessivo in seguito all'accorpamento per singolo materiale.

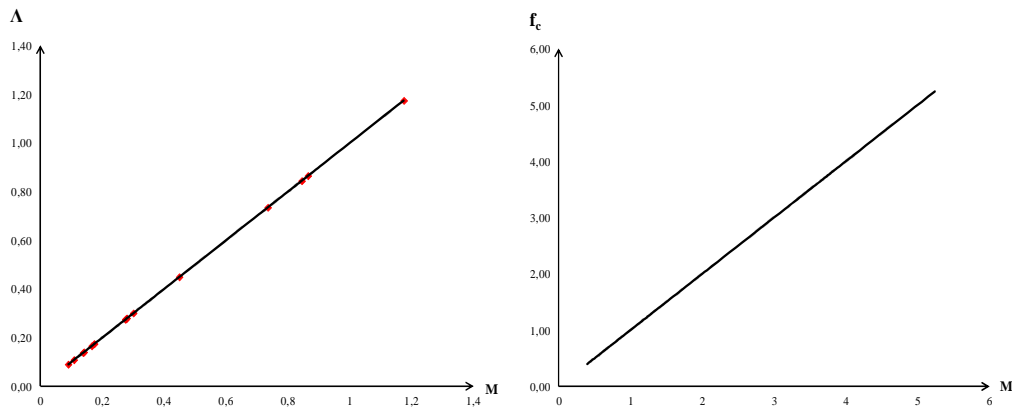


Figura 7.15 Curva interpolatrice Tasso di rottura-Materiale (lato sinistro); funzione di correzione (lato destro).

Individuata la curva, è possibile diagrammare la corrispondente funzione di correzione, la quale risulta pari al rapporto della (7.20) diviso $\bar{\Lambda}_M$ come mostrato nella (7.21). $\bar{\Lambda}_M$ è valutato, come in tutti i campioni mediante l'operatore di media geometrica ponderata, si riporta nella (7.22) la relativa espressione:

$$f_{cM} = \frac{\Lambda_M(M)}{\bar{\Lambda}_M} \quad (7.21)$$

$$f_{cM} = \left[\frac{\Lambda_M(M)}{\bar{\Lambda}_M} \right]^{N_M}$$

$$\bar{\Lambda}_M = \frac{\sum_{i=1}^n W_{M_i} \cdot \log_{10}(\Lambda_{M_i})}{\sum_{i=1}^n W_{M_i}} \quad (7.22)$$

Il $\bar{\Lambda}_M$ calcolato è risultato pari a $2,2426 \cdot 10^{-1}$.

Senza voler scendere nell'analisi dei singoli processi di fabbricazione, montaggio ed installazione dei tubi che dettano naturalmente differenze rilevanti ed importanti in sede di loro applicazione, si vuole altresì focalizzare l'attenzione sul risultato finale fornito dall'indagine.

L'analisi mostra che i materiali che presentano maggiore tendenza alla rottura risultano per i materiali plastici il pead (il materiale che in assoluto si rompe di più) e per i materiali metallici l'acciaio.

Confrontando i vari pesi di estrazione, c'è da ritenere che probabilmente tale fatto sia dovuto a due circostanze: una prima motivazione di carattere statistico: il peso dell'accorpamento pead è largamente inferiore rispetto ad altri pesi presenti; la seconda di carattere tecnico è legata al fatto che i materiali plastici in generale, utilizzati solo in tempi più recenti negli acquedotti siano stati nel tempo soggetti ad operazioni non perfette di montaggio ed installazione nella prima parte della loro vita utile e che tale circostanza emerga con prepotenza combinata all'aspetto precedente nel materiale pead.

Per quanto concerne l'acciaio, esso presenta caratteristiche meccaniche migliori della ghisa sferoidale, ma è più soggetto alla corrosione elettrochimica e richiede adeguati rivestimenti interni ed esterni e protezioni catodiche. Tale elemento emerge dall'analisi, mostrando che sostanzialmente siano presenti fattori esterni e non considerati nell'analisi che producono bias sistematici e non trascurabili.

Tubazioni in cemento-amianto (fibrocemento) Nel 1928, partì la produzione di tubi in fibrocemento, che fino agli Anni '70 ha rappresentato lo standard nella costruzione di acquedotti.

Dal 1992 l'utilizzo dell'amianto è vietato per legge, tuttavia esistono ancora oggi dei tratti di acquedotto in cemento-amianto. L'amianto è molto pericoloso se respirato, ma eventuali tracce

presenti nell'acqua non sono pericolose se ingerite, quindi gli acquedotti esistenti possono essere mantenuti in servizio. Le tubazioni in cemento-amianto erano realizzate con acqua, cemento e fibre di amianto che conferiscono buona resistenza a trazione con spessori relativamente ridotti e quindi con un peso e costo contenuto. I bassi costi di produzione hanno stimolato una grande diffusione.

Recentemente sono stati proposti materiali alternativi (composti di polimeri e cemento, CPC) ma la resistenza delle fibre sintetiche è inferiore a quella dell'amianto.

Tubazioni in cemento armato ordinario e precompresso Vantaggi: buona resistenza alla corrosione, lunga durata, stabilità delle caratteristiche idrauliche, basso costo di produzione.

Svantaggi: limitata resistenza a trazione del calcestruzzo (pericolo di fessurazioni per gli sforzi derivanti dalle pressioni interne, assorbiti dalle armature), elevati spessori (e quindi peso notevole e grandi costi di trasporto) necessari per contenere gli sforzi di trazione del calcestruzzo e per proteggere l'armatura, fragilità e non completa impermeabilità.

Il polietilene si ottiene comprimendo il gas etilene, miscelato con piccole quantità di ossigeno, a pressioni di oltre 1000 atm e alte temperature. Esso viene poi stabilizzato con nerofumo (2%) per conferire resistenza alle azioni dell'ambiente esterno (UV) e quindi maggiore durata. Fonde a 110°C, le sue caratteristiche si mantengono inalterate fra -25°C e 25°C: si utilizza per acque con temperature inferiori ai 40°C. La produzione delle tubazioni avviene per estrusione. Vantaggi: stabile chimicamente, atossico, isolante, leggero, economico, flessibile ed elastico. Svantaggi: elevata deformabilità (richiede particolare cura nella movimentazione, accatastamento e posa in opera per evitare ovalizzazioni), fluage, non può essere utilizzato con elevate temperature.

Il policloruro di vinile si ottiene dalla polimerizzazione del cloruro di vinile con aggiunta di un catalizzatore e additivi stabilizzanti, lubrificanti e pigmenti. La miscela viene riscaldata sino a raggiungere una consistenza pastosa e poi viene estrusa in tubi cilindrici.

Giunzioni a bicchiere con anello in gomma; giunzioni a manicotto con anello in gomma; giunzioni a bicchiere incollato; giunzioni con flange e/o raccordi anche di materiale diverso da PVC.

In generale, sulla base delle varie osservazioni ed informazioni presentate, la classificazione delle rotture per materiale è certamente e ragionevolmente influenzata, come accennato in precedenza, anche da saldature non efficienti, tipologie di giunzioni diverse, lunghezze delle condotte differenti, tipologia dei terreni e altri effetti esterni che possono favorire l'insorgere di rotture con maggiore o minore presenza in un materiale piuttosto che in un altro.

Si osserva ulteriormente che i valori forniti per ciascun materiale dalle estrazioni dei due campioni (materiale) e dal campione (materiale/età) forniscono valori differenti.

Il processo casuale in tal senso influenza il valore finale.

7.5. Tasso di rottura - Pressione media di esercizio

7.5.1. Stato dell'arte della problematica

Il fallimento strutturale può avvenire quando nell'esercizio, le tensioni superano la resistenza del materiale. O' Day fa notare che i tubi sono calcolati per resistere alle sollecitazioni interne ed esterne; il collasso può dunque avvenire per due ragioni: riduzioni della resistenza del tubo a causa del deterioramento del materiale, che quindi può arrivare a rottura anche per tensioni molto più basse di quelle di progetto, o insorgenza di sollecitazioni anomale non previste nel calcolo (ad esempio pressione interna eccessiva, o sollecitazioni esterne particolarmente gravose).

I tentativi di addivenire a relazioni matematiche che considerassero la pressione in fase di predizione delle rotture, in generale non sono numerosi.

Si ricordano in tal senso *Lambert A.* che ha esaminato un insieme di acquedotti nel Galles, o ancora *Guercio et al.* su dati della città di Roma e di St. Louis dividendo la rete di distribuzione in funzione oltre che della classe di diametro, anche della classe di pressione, ricavando una formula di perequazione del tipo:

$$r(D,P) = a + \frac{b \cdot P^h}{D^k} \quad (7.23)$$

nella quale $r(D,P)$ può essere ulteriormente specificato:

$$r(D,P) = \frac{\text{rotture}_P}{(\text{anno} \cdot \text{km}_P)} \quad (7.24)$$

dove:

rotture_P è il numero di danni accaduti in una determinata classe di pressione P per una certa classe di diametro D ;

anno è l'unità di tempo;

km_P è l'unità di lunghezza della condotta di diametro D sottoposta alla classe di pressione P .

b, h, k coefficienti di perequazione.

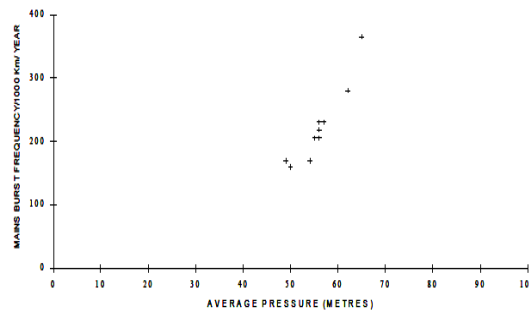


Figura 7.16 Diagramma a dispersione del tasso di rottura a scala di sistema in funzione della pressione media di esercizio (*Lambert A.*).

Altri tentativi sono stati ottenuti con tecniche di programmazione genetica come visto nel paragrafo 7.2.1.

7.5.2. Calcolo della funzione di correzione

La variabile predittiva considerata in questo paragrafo è la Pressione. L'intervallo di esplorazione è pari a $[12,5:95]$, mentre l'intervallo di elaborazione è $[29,76 :90,15]$.

L'estrazione è costituita da 1'029 valori con 40 valori distinti di pressione.

Specifichiamo che trattasi della pressione media di esercizio considerata a scala di rete.

L'analisi dei dati mostra come si evince dalla tabella 7.7 che la funzione che minimizza l'errore di predizione è la struttura esponenziale. È, altresì, opportuno sottolineare che questo risultato è in linea con la fisica del problema.

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		P=0	P=∞	
1	Potenza	0	∞	1,2256
2	Esponenziale	c _p	∞	1,2247
3	S	0	f _p	1,2258
4	m.g. (1*2)	0	∞	1,2250

Tabella 7.7 Sintesi delle elaborazioni statistiche e studio delle funzioni ai limiti per la variabile predittiva pressione di esercizio.

Diagrammando la funzione esponenziale, si osserva che l'andamento è crescente con la pressione. Reti che funzionano con pressioni di esercizio maggiori tendenzialmente sono destinate a rompersi di più rispetto a reti che a regime lavorano in intervalli di pressione più modesti. Spiegazioni più dettagliate di questo fenomeno sono riportate nel capitolo 2.

La relazione finale risulta essere:

$$\Lambda_p(P) = (c_p \cdot e^{d_p \cdot P}) \quad (7.25)$$

dove:

$$c_p = 1,8899 \cdot 10^{-1};$$

$$d_p = 5,8868 \cdot 10^{-3}.$$

Si riporta di seguito la rappresentazione grafica della (7.25):

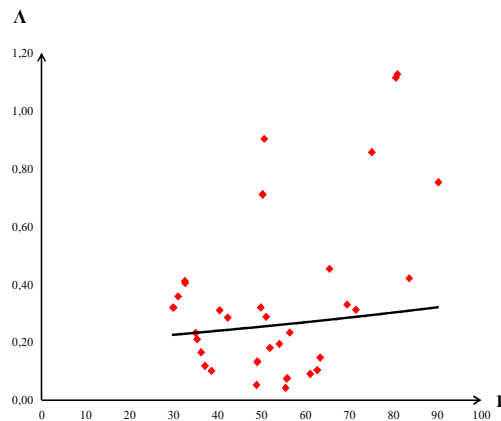


Figura 7.17 Rappresentazione grafica della curva interpolante i punti sperimentali Tasso di Rottura-Pressione media di Esercizio.

Si ritiene che l'applicazione di questa curva di interpolazione possa sostanzialmente avvenire entro il range esplorato e che un minimo margine di estrapolazione possa essere consentito (10% dei limiti inferiore e superiore). Tale osservazione è legata a due ordini di motivi:

1. in primo luogo tale funzione ammette un valore del tasso di rottura per pressione nulla diverso da zero. Un sistema (rete) o una sua parte può certamente rompersi e fallire in presenza di pressione nulla. Immaginiamo un ramo di condotta, un tratto di acquedotto appena installato e non ancora collaudato che potenzialmente può subire danni in seguito al transito di mezzi pesanti, a fenomeni esterni di sovraccarico. Ulteriore casistica è la giacenza prolungata del tratto di acquedotto che per impedimenti burocratici ed amministrativi, non entrando in esercizio e non essendo collaudato o collaudabile, viene progressivamente deteriorato dai processi di corrosione. Ultima situazione è il passaggio per il valore nullo della pressione (fenomeno di ovalizzazione della condotta) in seguito a rapido svuotamento che può indurre sollecitazioni estreme lungo le fibre del materiale. Tutte queste cause di potenziale rottura vengono escluse dall'analisi del risultato sostanzialmente perché si ritengono puntuali e distanti dall'ordinario e sistematico funzionamento medio di una rete di esercizio (qui si tratta la pressione media di esercizio della rete volendo con essa intendere il funzionamento medio del sistema e prescindendo da malfunzionamenti straordinari e localizzati). Il valore nullo di pressione non si ritiene possa essere raggiunto e si prescinde dalla sua considerazione.
2. Pur essendo state escluse potenziali cause di rottura in corrispondenza di pressione media di esercizio nulla, altresì, si sottolinea che siano ragionevolmente rari (essendo l'analisi condotta a scala mondiale) valori medi di pressione inferiori e superiori ai limiti che descrivono il

modello e che una estrapolazione vada intesa in senso marginale ma non certamente estendibile a valori marcatamente superiori o inferiori a quelli indicati.

Individuata la curva, si ottiene la corrispondente funzione di correzione, essendo il valore medio ponderato del tasso di rottura pari a:

$$f_{c_p} = \frac{\Lambda_p(P)}{\bar{\Lambda}_p} \quad (7.26)$$

$$f_{c_p} = \left[\frac{(c_p \cdot e^{d_p \cdot P})}{\bar{\Lambda}_p} \right]^{N_p}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_p = 2,5604 \cdot 10^{-1}$$

La rappresentazione della (7.26) è mostrata in fig. 7.18:

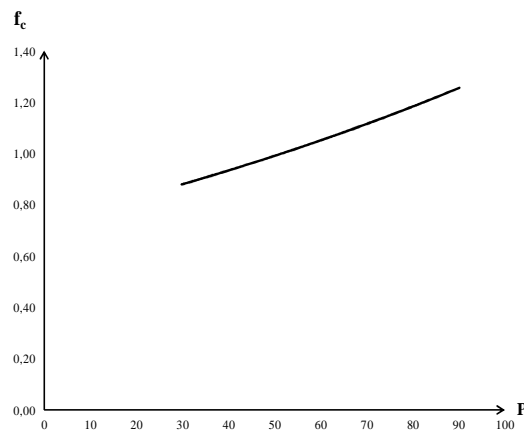


Figura 7.18 Funzione di correzione Tasso di Rottura-Pressione Media di Esercizio.

7.6. Tasso di rottura –Tipologia Terreno

7.6.1. Stato dell'arte della problematica

Il terreno è un mezzo corrosivo solido, a conducibilità ionica, il cui aspetto e le cui proprietà variano secondo la percentuale in cui sono presenti i costituenti fondamentali: sabbia-argilla-limo, oltre gli eventuali frammenti grossolani quali ciottoli, detriti, etc.

L'interazione del terreno con le strutture interrato, nella fattispecie delle condotte acquedottistiche viene a collocarsi nell'ampio scenario della corrosione delle stesse.

L'aspetto è trattato nell'ambito della elaborazione dei singoli modelli sia da un punto di vista qualitativo attraverso la descrizione del terreno in cui la condotta viene ad essere posata (indicazione tipologica del terreno), sia attraverso una traduzione numerica di alcuni parametri caratteristici del terreno di cui si dirà maggiormente nel paragrafo successivo. In particolare, *Boxall et al.* hanno studiato la correlazione esistente tra il tasso di rottura e l'indice di *shrink/swell* del terreno.

Si sottolinea che per ulteriori approfondimenti legati agli aspetti più analitici e di dettaglio si rimanda all'Appendice.

7.6.2. Calcolo della funzione di correzione

In questo paragrafo si focalizza l'attenzione sulle categorie di terreno. Lo studio ha riportato le seguenti categorie di terreno:

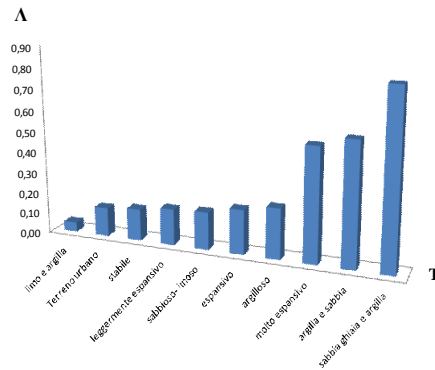


Figura 7.19 Tasso di Rottura in funzione della categoria terreno.

In particolare, esistono tre sottocategorie:

1. Una prima categoria che etichetta con un termine specifico il terreno (argilloso);
2. Una seconda categoria che indica un complesso di terreni (sabbia-ghiaia-argilla);
3. Una terza categoria che classifica i terreni in funzione dell'acqua di assorbimento dei minerali (suoli espansivi). Questi suoli tendono ad espandersi man mano che acquisiscono acqua. I suoli espansivi possono danneggiare edifici e altre strutture a causa della forza che essi esercitano mentre si espandono. In genere, i suoli espansivi contengono minerali argillosi o di altra natura che causano il loro espandersi quando assorbono l'acqua. Si ritiene che questi terreni spesso si espandono del 10% o più, durante un evento di pioggia.

(Nell'ambito di questa ricerca, si è scelto di conservare i tre livelli di descrizione).

Applicando la trasformazione della variabile categorica in variabile numerica, assegnando il corrispondente tasso di rottura, si ottiene il seguente andamento lineare:

$$\Lambda_T(T) = T \quad (7.27)$$

dove:

$\Lambda_T(T)$ è il valore del tasso di rottura predetto dalla tipologia di terreno;

$T = \Lambda_T$ è il valore medio ponderato del tasso di rottura per ciascuna tipologia di terreno.

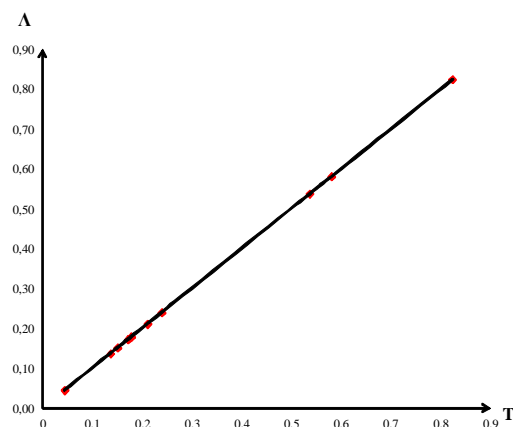


Figura 7.20 Curva interpolante i dati sperimentali Tasso di Rottura- Terreno.
I valori numerici sono riportati nella tab. 7.8

Si osserva che il tasso di rottura più alto si presenta nel complesso composto da sabbia-ghiaia e argilla. Il più basso nel complesso limo e argilla. I due tassi presentano pesi inversamente proporzionali. Risulta molto significativo il tasso di rottura in limo e argilla mentre scarsamente significativo quello calcolato in sabbia, ghiaia e argilla.

Tipologia Terreno	W_T	Λ_T
limo e argilla	20,3847	4,4524E-02
terreno urbano	0,2952	1,3681E-01
stabile	7,2840	1,5086E-01
leggermente espansivo	7,8043	1,7200E-01
sabbioso-limoso	12,9246	1,7828E-01
espansivo	7,8043	2,1120E-01
argilloso	18,8338	2,3966E-01
molto espansivo	6,7638	5,3723E-01
argilla e sabbia	5,0274	5,8060E-01
sabbia ghiaia e argilla	2,0356	8,2431E-01

Tabella 7.8 Pesì di Estrazione e valori medi ponderati dei tassi di rottura per ogni categoria di terreno.

Il relativo calcolo della funzione di correzione è espresso dalla (7.28):

$$f_{cr} = \frac{\Lambda_T(T)}{\Lambda_T} \quad (7.28)$$

$$f_{cr} = \left[\frac{\Lambda_T(T)}{\Lambda_T} \right]^{N_T}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_T = 1,6584 \cdot 10^{-1}$$

La rappresentazione grafica della corrispondente funzione di correzione è di seguito riportata:

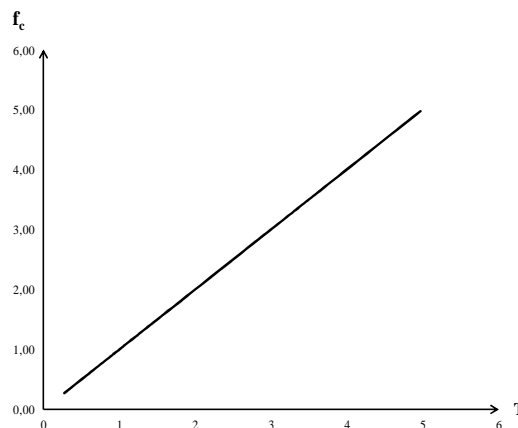


Figura 7.21 Funzione di correzione Tasso di Rottura-Terreno

7.7. Tasso di rottura - DIPRA

7.7.1. Stato dell'arte della problematica

Dopo l'installazione, la vita residua di un tubo metallico sepolto inizia a diminuire. La corrosione nei tubi di ghisa (in generale nei tubi metallici) avviene essenzialmente a partire da una reazione elettrochimica tra la superficie esterna esposta del tubo e l'ambiente del terreno circostante.

Per innescare la corrosione, ci deve essere una differenza di potenziale tra due punti che sono collegati elettricamente in presenza di un elettrolita, in questo caso, il terreno circostante.

Con queste condizioni soddisfatte, un flusso di corrente da una zona anodica, attraversa il terreno ad una zona catodica, e poi ritorna indietro attraverso la parete del tubo per chiudere il circuito.

L'area anodica diventa corrosa dalla perdita di ioni metallici per l'elettrolita (Romanoff, 1964).

All'inizio, il processo di corrosione è autosufficiente (Rossum 1969), causando la formazione di "pits" in corrispondenza della superficie esterna del tubo, con un intervallo di profondità e larghezze. Tuttavia, una caratteristica unica della corrosione dei tubi in *cast iron* è la risultante 'grafitizzazione'

della parete del tubo con il procedere del fenomeno di pitting. Indagini di campo di corrosioni puntiformi in tubi interrati (C.I.) suggerisce che il processo è governato dalle proprietà locali del suolo piuttosto che dalla composizione del materiale del tubo (Romanoff, 1964).

Acidità del suolo, contenuto di sale, resistività, umidità e livello di aerazione sono tutti elementi che influenzano la velocità di corrosione (Romanoff, 1964; Gummow, 1984) e diverse correlazioni sono state proposte tra la velocità di corrosione e le proprietà elettrochimiche del suolo (Rossum, 1969). Numerosi studi hanno indagato questi legami (Rajani *et al.*, 2000; Rajani *et al.*, 2000; Roberge, 2000; Heathcote e Nicholas, 1998; Millard *et al.*, 2001).

Nel mentre venivano proposte correlazioni tra le proprietà individuali del suolo e i tassi di corrosione, è altrettanto chiaro che la corrosività di un particolare ambiente è governata da una combinazione di attributi.

Per illustrare questo, Jarvis e Hedges (1994) hanno classificato la corrosività del terreno qualitativamente, in termini di contenuto di umidità, acidità e resistività.

È stata osservata una buona correlazione tra le posizioni del tasso di fallimento relativamente elevato ed elevato grado di corrosività del terreno. Sebbene siano state proposte diverse procedure di valutazione per predire la corrosività del terreno, la procedura 10-point di valutazione del suolo Ductile Iron Pipe Research Association (DIPRA) è ampiamente usata nel campo.

Attualmente è incluso nella ANSI/AWWA C105 standard per Ductile Iron (DI) come un processo di supporto alle decisioni per la protezione contro la corrosione (ANSI/AWWA C105 1999).

La procedura di valutazione è tratta da cinque prove e osservazioni:

- resistività del terreno – più bassa è la resistività del suolo, maggiore è la velocità di corrosione;
- pH del suolo – più basso è il pH, (al di sotto di un valore neutro di 7,0), maggiore è la velocità di corrosione. Come aumenta il pH superiore a 10, le condizioni diventano più passive (Bushman e Mehalick, 1989);
- ossido-riduzione (redox) - I valori più bassi indicano scarsa aerazione e gli ambienti favorevoli ai batteri per ridurre i solfati; questi batteri possono far variare il pH in direzione acida, promuovendo la corrosione (Rajani *et al.*, 2000);
- solfuri - simile alla redox; la presenza di solfuri è spesso un indicatore di solfato che è stato ridotto dai batteri ed accelera la corrosione (Bushman e Mehalick, 1989);
- umidità - Un più alto contenuto di umidità nel suolo è direttamente correlato ad una maggiore velocità di corrosione (Bushman e Mehalick, 1989).

Lo schema di valutazione del suolo DIPRA è riportata nella tabella 7.9:

Soil characteristics	Points	Soil characteristics	Points
Resistivity (ohm-cm)		Redox potential	
≤1500	10	>+100mv	0
>1500–1800	8	+50 to +100mv	3.5
>1800–2100	5	0 to +50mv	4
>2100–2500	2	Negative	5
>2500–3000	1		
>3000	0	Sulfides	
		Positive	3.5
pH		Trace	2
0–2	5	Negative	0
2–4	3		
4–6.5	0	Moisture	
6.5–7.5	0, else 3*	Poor drainage, continuously wet	2
7.5–8.5	0	Fair drainage, generally moist	1
>8.5	3	Good drainage, generally dry	0

* If sulfides are present and low (<100mv) or redox potential is negative, 3 points are given for this range (ANSI/AWWA 1999).

Tabella 7.9 DIPRA evaluation scheme for corrosive soil environments

Avendo definito cosa si intenderà nel seguito per DIPRA, nella presente ricerca si focalizza l'attenzione sulla correlazione DIPRA (inteso come un raggruppamento di 4 variabili: pH terreno, potenziale redox (mV), resistività ($\Omega \cdot \text{cm}$), solfidi (mV)) e il tasso di rottura.

Uno studio di *Paul Davis et al.* riporta una relazione lineare tra il tasso di rottura e il punteggio DIPRA.

$$y = 0,6815 \cdot x + 0,4177 \quad (7.29)$$

dove:

y è il tasso di rottura per 10 km/anno;

x è il punteggio DIPRA.

7.7.2. Calcolo della funzione di correzione

L'analisi degli errori di predizione mostrerebbe che la miglior curva che minimizza SSE_f è la curva S. Tale scelta è statisticamente fondata ma non fisicamente accettabile.

C'è da ritenere che il tasso di rottura per DIPRA nullo sia diverso da zero, sia perché la combinazione dei vari parametri coinvolti nella definizione del DIPRA può essere ancora sorgente di fenomeni corrosivi, sia perché le condotte possono potenzialmente rompersi anche se il DIPRA raggiunge il valore nullo per motivi esterni alla causa prodotta dalla variabile studiata.

N.ro	Funzione	Limiti		SSE_f
		DIPRA=0	DIPRA= ∞	
1	Potenza	0	∞	1,0131
2	Esponenziale	c_s	∞	1,0138
3	S	0	f_s	1,0115
4	m.g. (2*3)	0	∞	1,0121

Tabella 7.10 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-DIPRA).

La scelta, per le precedenti osservazioni, deve necessariamente ricadere sulla funzione esponenziale riportata in (7.30):

$$\Lambda_s(S) = (c_s \cdot e^{d_s \cdot S}) \quad (7.30)$$

con:

$$c_s = 1,8025 \cdot 10^{-1}$$

$$d_s = 1,3840 \cdot 10^{-1}$$

Si riporta di seguito la rappresentazione della (7.30):

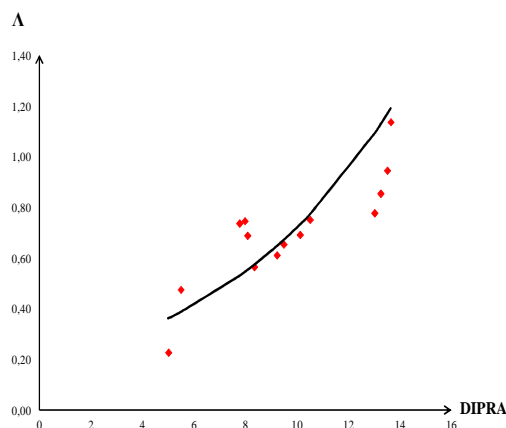


Tabella 7.11 Tasso di Rottura-DIPRA

La corrispondente funzione di correzione è fornita dalla (7.31):

$$f_{cs} = \frac{\Lambda_s(S)}{\Lambda_s} \quad (7.31)$$

$$f_{cs} = \left[\frac{(c_s \cdot e^{d_s \cdot S})}{\Lambda_s} \right]^{N_s}$$

dove:

$$\overline{\Lambda_s} = 7,4790 \cdot 10^{-1}$$

La (7.31) è rappresentata in figura 7.22:



Figura 7.22 Funzione di correzione della variabile predittiva DIPRA.

È da precisare che si ammette che in assenza di informazioni legate ad uno dei quattro parametri coinvolti, si assume di assegnare il valore medio della corrispondente informazione, a partire dalla tabella del DIPRA.

7.8. Tasso di rottura – Altezza di pioggia

7.8.1. Stato dell'arte della problematica

L'andamento delle precipitazioni (altezza di pioggia espressa in mm) può essere visto come un surrogato del livello di umidità del terreno, che, a sua volta, si riferisce alla differenza tra il livello di umidità che potrebbe essere potenzialmente utilizzato nei processi di evaporazione e traspirazione e la quantità ricevuta sotto forma di precipitazione.

Valori elevati di altezza di pioggia indicherebbero un elevato livello di umidità del terreno, viceversa valori bassi di altezza di pioggia traducono una condizione di bassa umidità del terreno.

La presenza di acqua può favorire l'azione di corrosione, specie in terreni argillosi e può, altresì, innescare un collasso strutturale dovuto a dilatazione o ancora provocare dilavamento del letto di posa.

Alcuni studi suggeriscono un debole nesso causale tra periodi di ridotte precipitazioni e l'incremento delle rotture (regressioni di tipo lineare).

Nel nostro modello, inoltre, si ammette che il tasso di rottura sia diverso da zero per altezza di pioggia nulla. Ciò potrebbe essere imputabile al fatto che il terreno (ad esempio argilloso), durante lunghi periodi di secca, si assesta e si fessura, influenzando, in alcuni casi, sulla distribuzione dei carichi che gravano sulle condotte.

La variazione di distribuzione dei carichi, può essere spiegata da un'analisi statica della condotta.

Quando il livello di umidità nel terreno è alto, la condotta comunque sottoposta a sollecitazioni (termiche, etc..) è libera di scivolare e il suo spostamento non è impedito.

Il terreno si comporta come un carrello pur se eventualmente cedevole. Viceversa quando il livello di umidità è molto basso, il terreno si irrigidisce, tanto da fessurarsi; perdendo la sua plasticità, ostacola la dilatazione della condotta.

Gli spostamenti tendono ad essere impediti e lo schema statico cambia.

La condotta non è più libera di scorrere e il terreno si comporta da incastro eventualmente cedevole. Tale riflessione potrebbe schematizzare gli spostamenti di una condotta vincolata agli estremi in un terreno simile (argilla) e immersa nella sua parte centrale in un terreno di altra natura o sostanzialmente identico.

La variazione dello stato tensionale si riflette nelle zone critiche: saldature, giunzioni, imperfezioni tecniche di lavorazione, montaggio e/o posa in opera provocando immediate rotture o accelerando i processi corrosivi eventualmente già presenti.

È da attendersi da un punto di vista fisico del meccanismo, che all'aumentare dell'altezza di pioggia il numero di rotture tenda a diminuire. L'intervallo di esplorazione risulta pari a $[0 : 270]$ mentre l'intervallo di elaborazione è pari a $[0,08 : 244,98]$.

7.8.2. Calcolo della funzione di correzione

L'analisi conferma le riflessioni precedenti. La curva migliore individuata (come può evincersi dalla tabella 7.12) risulta essere la curva di tipo esponenziale che risponde a tutte le esigenze descritte.

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		h=0	h=∞	
1	Potenza	∞	0	1,0835
2	Esponenziale	c _h	0	1,0818
3	S	0	f _h	1,0856
4	m.g. (1*2)	0	∞	1,0824

Tabella 7.12 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Altezza di pioggia).

La curva di tipo esponenziale è descritta in (7.32):

$$\Lambda_h(h) = (c_h \cdot e^{d_h \cdot h}) \quad (7.32)$$

dove:

$$c_h = 1,0371 \cdot 10^0$$

$$d_h = -2,9861 \cdot 10^{-3}$$

La (7.32) è graficizzata in figura 7.23:

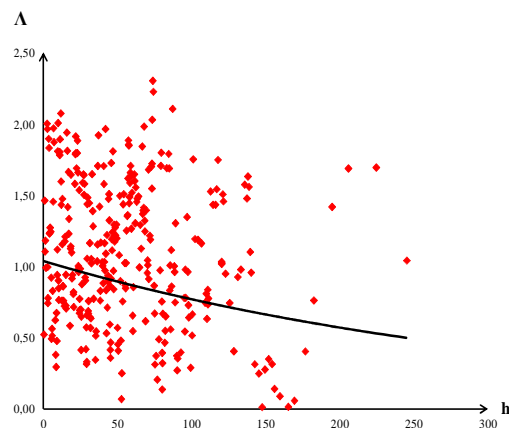


Figura 7.23 Tasso di Rottura-Altezza di pioggia.

Si riporta con la (7.33) la corrispondente funzione di correzione:

$$f_{c_h} = \frac{\Lambda_h(h)}{\Lambda_h} \quad (7.33)$$

$$f_{c_h} = \left[\frac{(c_h \cdot e^{d_h \cdot h})}{\Lambda_h} \right]^{N_h}$$

dove:

$$\Lambda_h = 8,6962 \cdot 10^{-1}$$

La (7.33) è presentata di seguito:

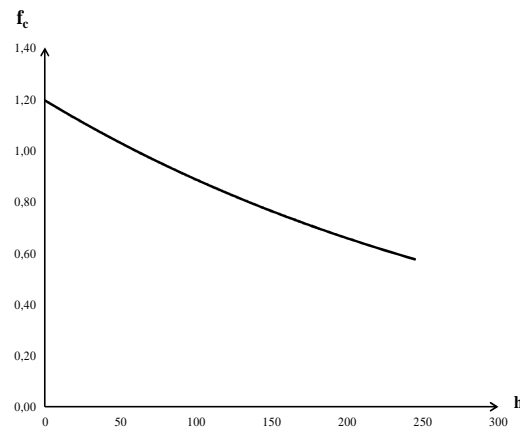


Figura 7.24 Funzione di correzione della variabile predittiva Altezza di Pioggia.

7.9. Tasso di rottura – Temperatura dell'aria

7.9.1. Stato dell'arte della problematica

L'incremento delle rotture in corrispondenza di temperature ragionevolmente elevate e pressoché coincidenti con il periodo estivo, mostrerebbe che le condotte tendono maggiormente a rompersi durante l'estate piuttosto che durante il periodo invernale.

Tale risultato potrebbe essere discusso e posto in relazione al risultato finale del modello *Tasso di rottura-Umidità* nonché al modello univariato *Tasso di rottura-Altezza di pioggia*.

Per deficit di pioggia elevati, vale a dire livelli bassi di umidità, e temperature elevate che influenzano l'evaporazione della quantità d'acqua contenuta nel terreno, si vengono a registrare un numero di rotture più elevate.

La diminuzione di umidità nel terreno causata dall'aumento delle temperature gioca una duplice azione sulle rotture: 1) può indurre nuove rotture secondo i meccanismi citati e descritti nel precedente paragrafo; 2) facilita l'individuazione di rotture già presenti ed eventualmente sviluppatesi durante il periodo invernale, ma di entità ragionevole e pertanto durante il periodo freddo non facilmente e rapidamente individuabili.

Questi due meccanismi potrebbero spiegare l'aumento delle rotture nel periodo con maggiori temperature dell'aria. C'è, altresì, da aggiungere che O' Day rileva che nelle reti idrauliche degli Stati Uniti, nei mesi che vanno da novembre a febbraio, si registra un aumento del 60-70% delle rotture.

Teoricamente le temperature più basse in questi quattro mesi possono danneggiare i tubi in due modi distinti: comportando una contrazione termica dei tubi con conseguente aumento delle tensioni, oppure determinando il congelamento dell'acqua presente nel terreno con relativa espansione volumetrica del suolo e conseguente aumento delle sollecitazioni esterne sulla condotta.

L'autore precisa che generalmente la contrazione indotta dalla diminuzione di temperatura non provoca tensioni eccessive a causa della flessibilità dei giunti.

Il problema si può presentare, invece, in strutture in cui i tubi, sono in qualche modo vincolati, dal momento che la contrazione impedita crea un notevole aumento delle tensioni di trazione.

La penetrazione del gelo nel suolo, per temperature molto basse, provoca, invece una espansione del terreno, che si può tradurre in uno schiacciamento del tubo.

7.9.2. Calcolo della funzione di correzione

La descrizione del meccanismo di rottura suggerisce che il modello deve essere in grado di prevedere rotture anche con temperature nulle o negative.

L'intervallo di esplorazione risulta $[0,5 : 27]$ e l'intervallo di elaborazione: $[1,38 : 26,58]$.

L'analisi degli errori di predizione mostrerebbe che il valore minimo viene raggiunto con la combinazione in media geometrica della curva esponenziale e della curva S.

Tale risultato se confortante da un punto di vista statistico non può essere accettato da un punto di vista fisico.

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		$t_a=0$	$t_a=\infty$	
1	Potenza	0	∞	1,1125
2	Esponenziale	c_{t_a}	∞	1,1117
3	S	0	f_{t_a}	1,1112
4	m.g. (2*3)	0	∞	1,1092

Tabella 7.13 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Temperatura dell'Aria).

La curva finale individuata è risultata essere la curva esponenziale ed è espressa dalla (7.34) :

$$\Lambda_{t_a}(t_a) = (c_{t_a} \cdot e^{d_{t_a} \cdot t_a}) \quad (7.34)$$

dove:

$$c_{t_a} = 2,8582 \cdot 10^{-2}$$

$$d_{t_a} = 3,3859 \cdot 10^{-2}$$

La (7.34) è graficizzata in fig. 7.25:

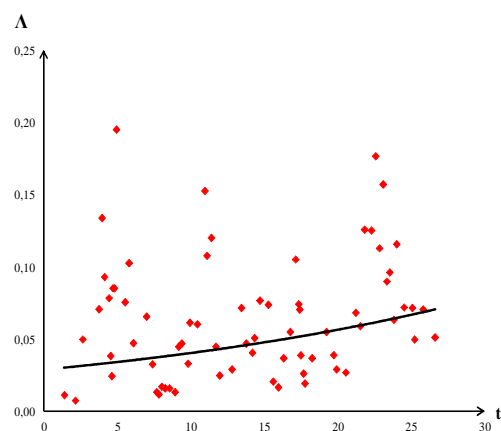


Figura 7.25 Tasso di Rottura-Temperatura dell'Aria.

La corrispondente curva di correzione è espressa dalla (7.35):

$$f_{c_{t_a}} = \frac{\Lambda_{t_a}(t_a)}{\Lambda_{t_a}} \quad (7.35)$$

$$f_{c_{t_a}} = \left[\frac{(c_{t_a} \cdot e^{d_{t_a} t_a})}{\Lambda_{t_a}} \right]^{N_{t_a}}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_{t_a} = 4,6183 \cdot 10^{-2}$$

La (7.35) è visibile in fig. 7.26:

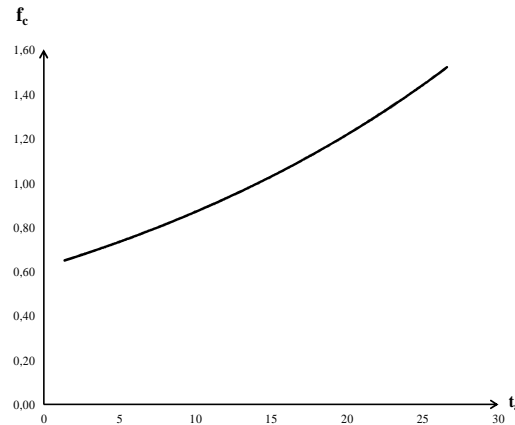


Figura 7.26 Funzione di correzione della variabile predittiva Temperatura Aria.

In conclusione di questo paragrafo, si sottolinea che l'osservazione di O'Day è sostanzialmente corretta. Le sue osservazioni risultano riferite ad una situazione locale e puntuale (gli Stati Uniti d'America) caratterizzata da temperature ed inverni rigidi.

I dati rappresentativi di questo modello risultano, invece, a scala mondiale. La crescita delle rotture in presenza di temperature basse non emerge perché probabilmente i corrispondenti valori presentano pesi insufficienti per far risalire la curva verso rotture maggiori.

Tale aspetto viene ad essere altresì mediato dal data-set globale che determina, invece, la crescita dei tassi per temperature maggiori.

7.10. Tasso di rottura - Indice di congelamento (2)

7.10.1. Stato dell'arte della problematica

In questo paragrafo la variabile predittiva considerata, risulta essere l'indice di congelamento.

Come si è già descritto in precedenza, il carico da gelo induce sollecitazioni aggiuntive sulla condotta in diversi modi, agendo sulla struttura e agendo sul fluido trasportato.

Nell'ambito di questa ricerca si prendono in considerazione due diversi indici di congelamento.

L'indagine coinvolge una utility australiana (Canberra) dal 1977 al 2008.

I dati sono stati forniti dal *Bureau of Meteorology of Canberra*.

7.10.2. Calcolo della funzione di correzione

L'indice di congelamento I_{F2} che viene descritto in questo paragrafo rappresenta il numero di giorni in cui la temperatura del terreno è minore o uguale a -1°C . L'analisi evidenzia che la curva migliore risulta essere una funzione esponenziale. Tale curva soddisfa la condizione che l'acquedotto può subire danni e rotture anche se tale indice raggiunge il valore nullo.

Per come è stato definito tale indice, esso è adimensionale e non negativo.

In tabella 7.14 si riportano gli errori di predizione delle varie curve esaminate:

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		I _{F2} =0	I _{F2} =∞	
1	Potenza	0	∞	1,0007762
2	Esponenziale	c _U	∞	1,0007767
3	S	0	f _U	1,0007789
4	m.g. (1*2)	0	∞	1,0007760

Tabella 7.14 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Indice di congelamento (2)).

La curva migliore rappresentativa del fenomeno è la funzione esponenziale riportata nella (7.36):

$$\Lambda_{I_{F2}}(I_{F2}) = (c_{I_{F2}} \cdot e^{d_{I_{F2}} \cdot I_{F2}}) \quad (7.36)$$

dove:

$$c_{I_{F2}} = 1,6098 \cdot 10^0$$

$$d_{I_{F2}} = 7,5120 \cdot 10^{-4}$$

La (7.36) è mostrata in fig. 7.27:

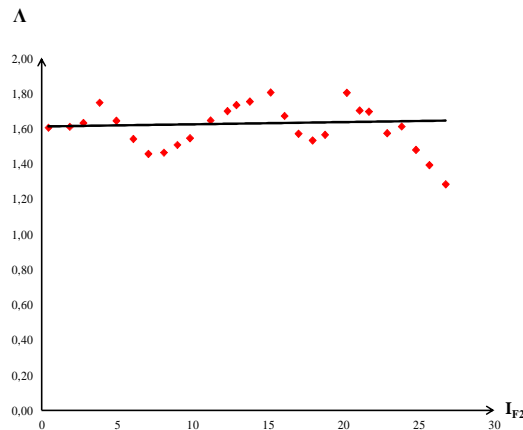


Figura 7.27 Tasso di Rottura-Indice di Congelamento (2).

L'analisi del diagramma mostra una fluttuazione dei dati intorno alla curva di interpolazione, mostrando l'andamento ciclico di glaciazione/scongelo del terreno con un andamento pressoché costante delle rotture.

Questo dimostrerebbe che tale variabile gioca un ruolo di non straordinaria importanza sulla predizione delle rotture. Lo stesso, deve, però essere considerato soprattutto laddove i carichi da gelo rappresentino condizioni standard e quotidiane.

La corrispondente curva di correzione risulta essere:

$$f_{c_{I_{F2}}} = \frac{\Lambda_{I_{F2}}(I_{F2})}{\bar{\Lambda}_{I_{F2}}} \quad (7.38)$$

$$f_{c_{I_{F2}}} = \left\{ \frac{(c_{I_{F2}} \cdot e^{d_{I_{F2}} \cdot I_{F2}})}{\bar{\Lambda}_{I_{F2}}} \right\}^{N_{I_{F2}}}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_{I_{F2}} = 1,6217 \cdot 10^0$$

La (7.38) è visualizzata nella figura 7.28:

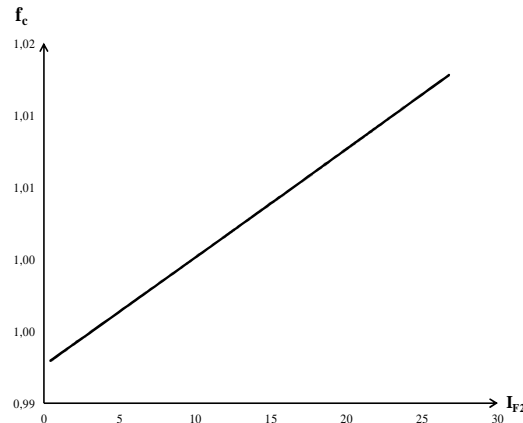


Figura 7.28 Funzione di correzione della variabile predittiva Indice di Congelamento (2).

7.11. Tasso di rottura -Traffico

7.11.1. Stato dell'arte della problematica

La correzione con il traffico appare significativa lungo alcune strade, ove si verificano ripetute rotture sia in uno stesso anno, sia in anni diversi: sono prevalentemente le vie di grande traffico che collegano i centri con i paesi vicini o con le provincie confinanti e sono sovrastanti a diametri relativamente elevati. Nella fattispecie, una elevata incidenza del carico da traffico può aversi nei centri cittadini, in presenza di strade a scorrimento veloce.

Uno dei materiali più sensibili alle sollecitazioni dovute ai carichi esterni soprattutto quelli dinamici, risulta essere il cemento amianto. Una spiegazione può essere avanzata considerando il comportamento meccanico di un tubo interrato (sistema-suolo-tubo). I tubi in cemento amianto sono da considerare relativamente rigidi, quindi ammettono una ridotta ovalizzazione prima della rottura: tale deformazione è insufficiente a mettere in gioco le reazioni di appoggio laterali del reinterro.

Tutto il carico verticale dovuto al terreno e agli effetti dinamici, è pertanto sostenuto dal tubo, il che induce forti sollecitazioni di flessione nella parete. Tale fenomeno non si verifica nei tubi meno rigidi in ghisa, plastica e acciaio.

I carichi dinamici e le sollecitazioni indotte sono state approfondite da molti studiosi, i cui lavori sono stati richiamati nel capitolo dei modelli di deterioramento.

In questo paragrafo si focalizza l'attenzione sulla caratterizzazione dell'intensità del traffico.

Si parla in generale di intensità di traffico, volendo intendere sia il traffico veicolare, sia il traffico pesante.

Nell'ambito di questa ricerca esistono due diverse classificazioni:

1. una prima categoria che fornisce un giudizio qualitativo del traffico distinguendolo in: nullo, moderato, ordinario ed intenso;
2. una seconda categoria che distingue il traffico in sole due tipologie: a basso carico, ad alto carico;

Il campione traffico contiene 28 valori di tasso di rottura correlati alle varie tipologie presenti nelle due precedenti categorie descritte.

La trasformazione della variabile categorica in variabile numerica viene riportata nel seguente diagramma 7.29:

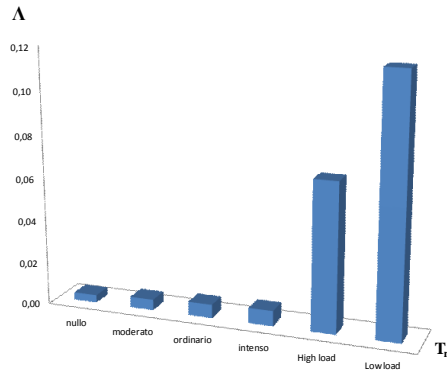


Figura 7.29 Tasso di Rottura – Categoria dell'intensità del traffico

Si osserva come la classificazione non venga rispettata in seguito all'assegnazione del tasso di rottura.

7.11.2. Calcolo della funzione di correzione

Al fine di giungere ad una corrispondenza sia logica, sia più generale ed estrapolabile anche in altri contesti diversi, sono state mediate in media geometrica semplice le categorie precedenti, formando le nuove classi:

1. Classe 1: nullo, moderato e low load;
2. Classe 2: ordinario, intenso, high load.

Si riportano di seguito le nuove classi e i corrispondenti valori dei tassi in tabella 7.15.

Categoria Traffico	Λ_{T_r}
CLASSE 1	$6,9456 \cdot 10^{-7}$
CLASSE 2	$1,0343 \cdot 10^{-6}$

Tabella 7.15 Categorie di traffico accorpate e tassi di rottura medi.

Al solito si pone $T_r = \Lambda_{T_r}$ e si ottiene il diagramma seguente:

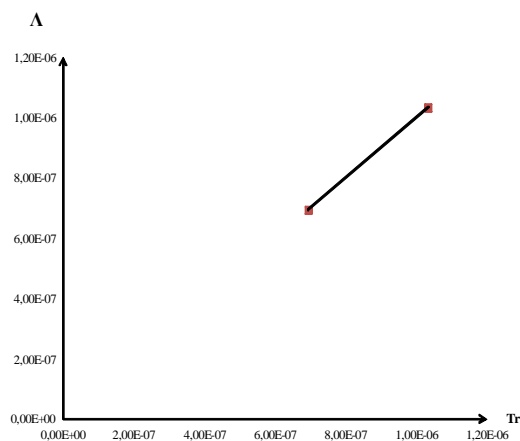


Figura 7.30 Tasso di Rottura – intensità del traffico.

Il diagramma è analiticamente espresso dalla (7.39):

$$\Lambda_{T_r}(T_r) = T_r \quad (7.39)$$

Individuata la funzione lineare, si è passati a determinare la corrispondente curva di correzione (7.40):

$$f_{c_{T_r}} = \frac{\Lambda_{T_r}(T_r)}{\bar{\Lambda}_{T_r}} \quad (7.40)$$

$$f_{c_{T_r}} = \left[\frac{\Lambda_{T_r}(T_r)}{\bar{\Lambda}_{T_r}} \right]^{N_{T_r}}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_{T_r} = 8,3656 \cdot 10^{-7}$$

La (7.40) è descritta in figura 7.31:

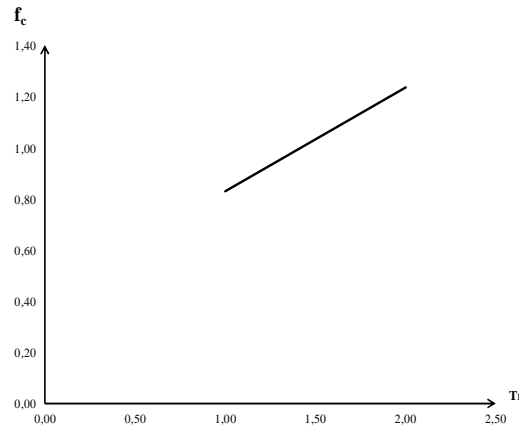


Figura 7.31 Funzione di correzione della variabile predittiva Intensità di Traffico.

Il valore medio ponderato $\bar{\Lambda}_{T_r}$ è stato ottenuto, mediante la media geometrica ponderata dopo l'accorpamento nelle due classi e scegliendo come pesi la somma dei pesi delle tipologie ricadenti nelle due classi e i tassi a loro volta determinati in media geometrica.

7.12. Tasso di rottura - Rainfall deficit

7.12.1. Stato dell'arte della problematica

Il bilancio di pioggia (Rainfall deficit), che è un surrogato del livello di umidità del suolo, si riferisce alla differenza tra l'umidità che potrebbe potenzialmente essere utilizzata in processi di evaporazione e traspirazione e l'importo ricevuto in forma di precipitazione.

L'evaporazione e la traspirazione sono influenzati da molti fattori quali la temperatura, il movimento del vento, radiazione solare ricevuta dalle superfici fogliari e la profondità e la diffusione delle radici del sistema. I metodi più usuali sono:

- Metodo evaporimetrico
- Metodo di Thornthwaite
- Metodo di Blaney e Criddle
- Metodo di Penman

In particolare *Hu and Hubble* utilizzano il metodo di Thornthwaite. Thornthwaite ha sviluppato una formula per calcolare l'evapotraspirazione potenziale dai valori misurati di temperatura media e della lunghezza del giorno (*Hamilton*, 1966; *Withers e Vipond*, 1980). Questo metodo viene applicato qui per calcolare il deficit annuale di pioggia nel periodo 1980-2004.

La formula di Thornthwaite consente la stima della evapotraspirazione potenziale di riferimento, espressa in centimetri su base mensile (cm/mese) con il ricorso alla sola informazione sull'andamento delle temperature medie mensili T .

Questa formula era stata proposta al fine della simulazione dei fenomeni idrologici di bacino con lo scopo di valutare il deficit irriguo. La formula si scrive:

$$ET_{p0} = c \cdot T^a \quad (7.41)$$

definiamo i vari termini:

ET - *Evapotraspirazione reale*. Talvolta detta anche evapotraspirazione attuale. É il risultato della interazione suolo-vegetazione-atmosfera che realmente avviene. Dipende essenzialmente da:

1. potere evaporante dell'atmosfera;
2. vegetazione (tipo, sviluppo e stadio vegetativo);
3. contenuto idrico del suolo.

ET_p - *Evapotraspirazione potenziale*. É l'evapotraspirazione che avviene quando il contenuto idrico del suolo non costituisce fattore limitante per essa. La disponibilità d'acqua nel suolo è almeno pari alla quantità d'acqua che il sistema suolo-vegetazione-atmosfera è in grado di fare evaporare.

Dipende solo da 1. (potere evaporante dell'atmosfera) e 2. (vegetazione).

Ovviamente è valida la relazione:

$$ET \leq ET_p \quad (7.42)$$

Possiamo inoltre definire:

ET_{p0} - *Evapotraspirazione potenziale di riferimento*. É l'evapotraspirazione da una copertura erbosa fitta ed uniforme bene irrigata, alta 8-15 cm, in fase di crescita. Ci si riferisce ad essa per eliminare la dipendenza dal punto 2 (vegetazione). ET_{p0} dipende solo dalle condizioni climatiche.

Come già detto, T rappresenta la temperatura media del mese, espressa in gradi centigradi, mentre c ed a sono due parametri che dipendono dal clima del luogo considerato.

I parametri possono essere espressi in funzione dell'indice termico annuale espresso dalla formula:

$$I = \sum_{i=1,12} (T_i/5)^{1,514} \quad (7.43)$$

dove T_i indica la temperatura media mensile. I parametri a e c assumono la forma:

$$a = 0,016 \cdot I + 0,5$$

$$c = 1,6 \cdot \left(\frac{10}{I} \right)^a$$

La formula di Thornthwaite è stata proposta nell'ambito di indagini che hanno preso in considerazione la stima dell'evapotraspirazione di un anno medio.

Volendola applicare per la stima dell' ET_{p0} di singoli mesi di una serie storica occorre assumere I costante per il bacino esaminato ed uguale al valore corrispondente alle medie delle temperature mensili calcolate su un periodo abbastanza lungo.

La formula di Thornthwaite può inoltre essere modificata per tener conto del numero medio delle ore di insolazione e fornire direttamente la stima della ET_p espressa in mm/mese:

$$(ET_p)_i = 16,2 \cdot b_i \cdot \left(\frac{10 \cdot T_i}{I} \right)^a \quad (7.44)$$

con:

b_i = parametro che dipende dal numero medio di ore di insolazione giornaliera e dal numero di giorni nel mese i . Fissata la latitudine, per ogni mese i il valore b_i è fornito dalla tabella 7.16;
 $a = 0,5 + 0,016 I$ (come nella espressione precedente).

NORTH LAT.	JAN.	FEB.	MAR.	APR.	MAY	JUNE	JULY	AUG.	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.
0°	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
10°	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20°	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.94
30°	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35°	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40°	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45°	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50°	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

Source: Gray [1973]. Reproduced by permission of the National Research Council of Canada.

**Tabella 7.16 Mean Possible Hours of Bright Sunshine Expressed
in Units of 30 Days of 12 Hours Each.**

La spiegazione della trattazione precedente può essere così descritta in termini di tasso di rottura. Valori elevati e positivi di *Rainfall deficit* indicherebbero un basso livello di umidità del terreno, viceversa valori negativi del deficit traducono una condizione di elevata umidità del terreno.

Per deficit di pioggia elevati, vale a dire livelli bassi di umidità e temperature elevate che influenzano l'evaporazione della quantità d'acqua contenuta nel terreno, si vengono a registrare un numero di rotture più elevate. La presenza di acqua può favorire l'azione di corrosione, specie in terreni argillosi (Regina si trova in un terreno argilloso –Montmorillonite) e può innescare un collasso strutturale dovuto a dilatazione o ancora provocare dilavamento.

Il meccanismo è fortemente influenzato dalle condizioni ambientali, in particolar modo dalla temperatura dell'aria che può favorire il fenomeno di evapotraspirazione, dall'andamento delle piogge nel tempo. Il fenomeno deve essere studiato considerando i processi già descritti nei paragrafi precedenti indicati e che qui non vengono riproposti.

7.12.2. Calcolo della funzione di correzione

Le osservazioni portano a considerare un andamento crescente con l'aumentare del rainfall deficit. L'intervallo di esplorazione è delimitato dai valori [-20:325].

La curva che minimizza l'errore di predizione risulta una struttura di tipo esponenziale.

Sono plausibili rotture anche per bilancio di pioggia nullo indotte da covariate pur sempre esistenti. Tale funzione soddisfa questa condizione al limite come viene mostrato dalla tabella 7.17:

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		U=0	U=∞	
1	Potenza	0	∞	1,0222
2	Esponenziale	c_U	∞	1,0221
3	S	0	f_U	1,0223
4	m.g. (1*2)	0	∞	1,0221

**Tabella 7.17 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata
(Tasso di Rottura-Rainfall deficit).**

La curva migliore è rappresentata dalla (7.45):

$$\Lambda_U(U+500) = (c_U \cdot e^{d_U \cdot (U+500)}) \quad (7.45)$$

In realtà la variabile predittiva considerata è risultata (U+500) al fine di poter operare soltanto con valori di umidità positivi.

Nella (7.45) i coefficienti assumono i seguenti valori numerici:

$$c_{(U+500)} = 8,9845 \cdot 10^{-2}$$

$$d_{(U+500)} = 8,9515 \cdot 10^{-4}$$

La (7.45) è rappresentata in fig. 7.32:

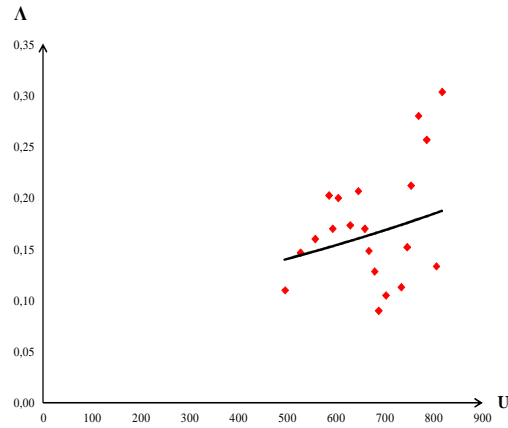


Figura 7.32 (Tasso di Rottura-Raifall deficit).

La corrispondente curva di correzione risulta:

$$f_{c_U} = \frac{\Lambda_U (U + 500)}{\bar{\Lambda}_U} \quad (7.46)$$

$$f_{c_U} = \left[\frac{(c_U \cdot e^{d_U \cdot U})}{\bar{\Lambda}_U} \right]^{N_U}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_U = 1,6443 \cdot 10^{-1}$$

La (7.46) è riportata in fig. 7.33:

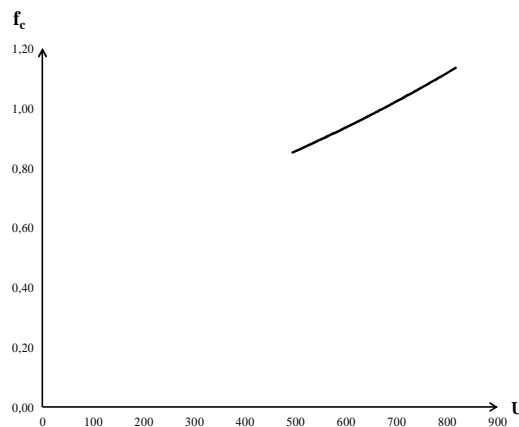


Figura 7.33 Funzione di correzione della variabile predittiva Rainfall deficit.

7.13. Tasso di rottura- Indice di congelamento (1)

7.13.1. Stato dell'arte della problematica

La spiegazione del meccanismo di rottura legato all'azione del carico da gelo è stato illustrato nel paragrafo relativo all'altro indice di congelamento. Questo fenomeno è stato osservato per i tubi metallici da molti ricercatori, ad esempio, (*Rajani e Zhan*, 1996; *Selvadurai e Shinde*, 1993).

È stato attribuito a carichi maggiori del terreno sulle tubazioni interrato a causa del congelamento e dell'espansione delle acque nel terreno. Il processo coinvolge non solo l'acqua vicino il fronte di congelamento (0°C isoterma), ma anche l'umidità intorno alla parte anteriore attraverso la migrazione verso il fronte di congelamento (*Shah e Razaqpur*, 1993).

L'analisi storica della temperatura dei dati per l'area di Regina indica che la temperatura media mensile è inferiore a 0°C per 5 mesi (novembre, dicembre, gennaio, febbraio e marzo) dell'anno.

Una misura della gravità di questi 5 mesi della stagione invernale è l'indice di congelamento, che è la temperatura media giornaliera cumulativa inferiore a 0°C durante questi 5 mesi.

Gli indici di congelamento per le stagioni invernali 1980-2004 sono stati calcolati sulla base della temperatura dei dati ambientali del Canada.

Nel corpo di questo paragrafo si focalizza l'attenzione sulla definizione di questo secondo indice di congelamento, indicato con I_{FI} .

In climi freddi, il congelamento può causare la rottura del tubo (*Rajani e Zhan*, 1996).

L'indice di congelamento (FI) è di solito utilizzato per misurare la gravità dei climi freddi ed è definito come la temperatura media giornaliera cumulativa inferiore a 0°C in un periodo di un anno.

$$F.I._t = \sum_{i=1}^n |t_i| \quad (7.47)$$

dove:

T_i è la temperatura media giornaliera del giorno i ;

n = tutti i giorni con temperatura media al di sotto di 0°C in t .

7.13.2. Calcolo della funzione di correzione

L'intervallo di esplorazione è risultato pari a [1100: 2200] mentre l'intervallo di elaborazione pari a [1150 : 2120].

L'analisi delle varie curve mostra che l'indagine statistica individua la curva migliore nella struttura esponenziale. Per indice di congelamento nullo, il corrispondente tasso di rottura può risultare diverso da zero. Tale funzione soddisfa questa condizione come mostrato dalla tabella 7.18:

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		$I_{FI}=0$	$I_{FI}=\infty$	
1	Potenza	0	∞	1,0111
2	Esponenziale	$c_{I_{FI}}$	∞	1,0109
3	S	0	$f_{I_{FI}}$	1,0114
4	m.g. (1*2)	0	∞	1,0110

Tabella 7.18 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Indice di Congelamento (1)).

La curva migliore viene espressa dalla (7.48):

$$\Lambda_{I_{FI}}(I_{FI}) = (c_{I_{FI}} \cdot e^{d_{I_{FI}} \cdot I_{FI}}) \quad (7.48)$$

dove:

$$c_{I_{FI}} = 5,6241 \cdot 10^{-2}$$

$$d_{I_{FI}} = 7,2587 \cdot 10^{-4}$$

La (7.48) è rappresentata graficamente nella figura seguente:

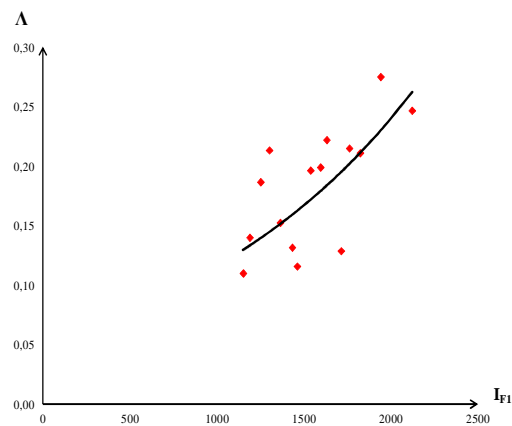


Figura 7.34 (Tasso di Rottura-Indice di Congelamento (1)).

La corrispondente funzione di correzione risulta pari a:

$$f_{c_{FI}} = \frac{\Lambda_{FI}(I_{FI})}{\bar{\Lambda}_{FI}} \quad (7.49)$$

$$f_{c_{FI}} = \left[\frac{(c_{FI} \cdot e^{d_{FI} \cdot I_{FI}})}{\bar{\Lambda}_{FI}} \right]^{N_{FI}}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_{FI} = 1,7377 \cdot 10^{-1}$$

La (7.49) è graficizzata di seguito:

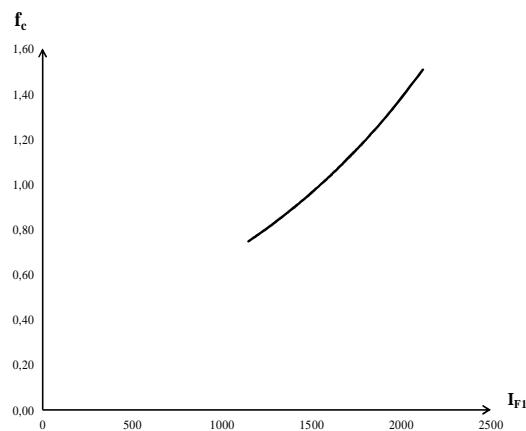


Figura 7.35 Funzione di correzione della variabile predittiva Indice di Congelamento (1).

7.14. Le caratteristiche dell'acqua fluente

Prima di passare ai modelli univariati che mettono in relazione le rotture con le caratteristiche dell'acqua fluente quali l'aggressività, il contenuto in solfati, la durezza e l'alcalinità, si ritiene utile inserire un paragrafo che fa un quadro di questo tipo di problematica.

Al termine di questo paragrafo si riprenderà l'esame dei modelli univariati.

In questi ultimi anni l'acqua potabile distribuita viene regolarmente messa in discussione e si osserva uno scetticismo crescente circa la qualità dell'acqua di rubinetto, da parte degli utenti per il colore e la torbidità, il gusto e l'odore, la presenza di animali (in genere larve di chironomadi).

Anche se l'acqua rispetta le sempre più severe norme di potabilità, l'acqua pur con un "ottimo" trattamento, è di cattiva qualità (*Suzanne et al.*).

La qualità chimica, chimico-fisica, e microbiologica dell'acqua, sottoposta o meno a trattamento, ha tendenza a modificarsi lungo il tragitto tra l'uscita delle fasi di potabilizzazione (ove esistono) e il rubinetto del consumatore.

I tempi di trasporto nella rete e nei serbatoi sono sempre alquanto lunghi e le modifiche sono prevalentemente in funzione:

- delle caratteristiche di qualità in uscita agli impianti;
- della natura delle superfici interne delle tubazioni;
- dei trattamenti di stabilizzazione (essenzialmente clorazione assicurata durante il tragitto).

Le alterazioni della qualità dell'acqua trasportata sono ascrivibili a:

1. fenomeni di aggressività e/o incrostazione;
2. corrosione interna;
3. formazione di biofilm;
4. ricrescita batterica.

Dal punto di vista chimico, l'acqua può essere o diventare aggressiva e/o corrosiva, rilasciando composti indesiderati o tossici, oppure incrostante, tendente cioè a precipitare il carbonato di calcio.

La presenza di sostanze organiche può favorire la formazione di incrostazioni bio-organiche.

L'aggressività

Esiste una certa confusione ed ambiguità nel definire l'aggressività di un'acqua, in quanto molte volte si utilizza il termine "corrosione". Per molti autori i due vocaboli sono sinonimi e stanno ad indicare l'azione dell'acqua sui materiali di diversa natura: metalli (Fe, Pb, Cu), acciai, calcestruzzi, cementi, malte, ecc. Più correttamente un'acqua si dice "corrosiva" quando, in presenza o in assenza di ossigeno, attacca i materiali metallici, in particolare il ferro, per azione di elettroliti forti completamente ionizzati, quali i cloruri e i solfati. L'azione è essenzialmente elettrochimica ed è legata alla conduttività ionica dell'acqua, che viene utilizzata come parametro di controllo.

Invece un'acqua è "aggressiva" quando per la presenza di anidride carbonica attacca i materiali lapidei (calciari, cementi, ecc.). Il processo, essenzialmente chimico, è dovuto agli ioni H⁺ provenienti dalla presenza di CO₂ libera. Il controllo di questo fenomeno viene esercitato dal pH e dalla CO₂ libera. Tra le sostanze presenti in soluzione nelle acque naturali, il più comune è l'idrogeno carbonato di calcio, Ca(HCO₃)₂. Questo sale ha tendenza a liberare il biossido di carbonio e di conseguenza a precipitare il carbonato di calcio, secondo la reazione all'equilibrio:



A seconda dei terreni attraversati, dal contatto con l'atmosfera, le condizioni di temperatura e pressione, l'acqua naturale può contenere quantità variabili di CO₂, indipendentemente dalle altre specie presenti. La reazione soprascritta può pertanto evolvere verso destra o verso sinistra.

Un eccesso di CO₂ porterà l'equilibrio verso sinistra, con formazione di Ca(HCO₃)₂ solubile a scapito di CaCO₃ e l'acqua diventa "aggressiva", nei confronti del calcare. In difetto di CO₂, la reazione si sposta verso destra, con precipitazione di CaCO₃, a partire dal Ca(HCO₃)₂, e l'acqua diventa "incrostante". Si è soliti chiamare CO₂ equilibrante, CO_{2eq} la concentrazione in anidride

carbonica libera, $\text{CO}_{2\text{lib}}$, che esiste quando la situazione è all'equilibrio. L'eccesso di $\text{CO}_{2\text{lib}}$ rispetto al $\text{CO}_{2\text{eq}}$ è chiamata CO_2 aggressiva ($\text{CO}_{2\text{ag}}$). La $\text{CO}_{2\text{eq}}$ viene calcolata dalla seguente espressione:

$$\text{CO}_{2\text{eq}} = \left(K_2' / K_1' \cdot K_{\text{so}}' \right) \cdot [\text{Ca}^{2+}] \cdot [\text{HCO}_3^-]^2$$

La valutazione del carattere aggressivo di un'acqua può essere fatta utilizzando l'indice di Langelier I_L , dato dalla seguente espressione:

$$I_L = \text{pH} - \text{pH}_s$$

dove pH_s è il pH corrispondente alla interazione di equilibrio ed è uguale a:

$$\text{pH}_s = \text{p}K_2' - \text{p}K_{\text{so}}' - \log[\text{Ca}^{+2}] - \log[\text{HCO}_3^-]$$

Quando:

$\text{pH} < \text{pH}_s$ e $\text{CO}_2 > \text{CO}_{2\text{eq}}$ acqua incrostante;

$\text{pH} > \text{pH}_s$ e $\text{CO}_2 < \text{CO}_{2\text{eq}}$ acqua aggressiva.

Va sottolineato che acque a bassa mineralizzazione e a bassa alcalinità sono generalmente aggressive. La normativa italiana per valutare l'aggressività di un'acqua utilizza l'indice di aggressività, dato da $I.A. = \text{pH} + \log(A \cdot H)$, dove A è l'alcalinità totale e H la durezza, in mg/l di CaCO_3 . Tale valore deve essere superiore a 12.

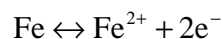
Problemi legati all'aggressività si hanno con acque particolarmente dolci o molto dolci (durezza nelle condotte da 7 a 9°F) e con una bassa concentrazione di CO_2 libera.

Sul fenomeno delle acque aggressive e conseguenze sull'uso potabile si rimanda ad una recente pubblicazione (*Berbenni et al.*). Per la valutazione dell'aggressività delle acque sono stati proposti diversi modelli, tra i quali quello sviluppato nel 1976 da Legrand-Poirier ed utilizzato per conoscere il comportamento delle acque nei confronti dell'aggressività.

Tale rappresentazione ha il vantaggio di fornire in lettura diretta su scala aritmetica le concentrazioni delle specie fondamentali (pH, ioni calcio, le specie dell'acido carbonico) e degli ioni caratteristici (magnesio, sodio, potassio, solfato, cloruro, nitrato) e mostra in maniera efficace l'evoluzione della composizione di un'acqua durante il trattamento ed aiuta a capire gli aspetti teorici e matematici per la risoluzione delle equazioni legate all'equilibrio dell'acido carbonico.

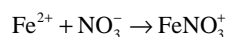
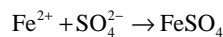
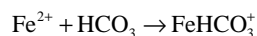
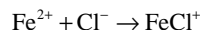
La corrosione

Secondo un'indagine di *Federgasacqua* sulla rete acquedottistica italiana, lunga oltre 90'000 Km, 67'000 Km sono costituiti per il 67% in acciaio e ghisa, il 18% in cemento amianto, e il 15% in materie plastiche. Le conseguenze del contatto tra l'acqua e le tubazioni sono da una parte la modifica delle caratteristiche organolettiche (torbidità, colore, sapore), chimiche (pH, concentrazione dei nitrati e della ammoniaca) e microbiologiche (flora batterica aerobica) e dall'altra la corrosione delle tubazioni in acciaio ed il deterioramento dei materiali a base di cemento. La corrosione è un fenomeno elettrochimico, che si svolge all'anodo, in presenza di materiali ferrosi secondo la reazione:

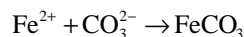


A questa reazione primaria si accompagnano altre reazioni chimiche parallele, come:

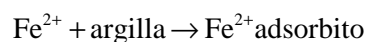
- la formazione di complessi o coppie di ioni:



- reazione di precipitazione di composti ferrosi poco solubili:



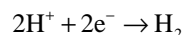
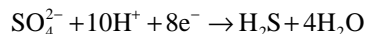
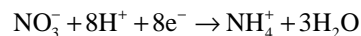
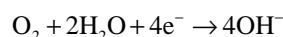
- reazioni di adsorbimento sulle superfici solide:



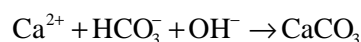
- reazioni di ossidazione degli ioni Fe^{2+} con ossigeno dell'aria (reazione principale):



Al catodo si hanno le seguenti reazioni di riduzione:



Un'altra reazione che si verifica è la precipitazione del carbonato di calcio:



La reazione più importante è comunque quella di ossidazione con l'ossigeno disciolto.

La velocità di questa reazione dipende dal pH, dalla concentrazione dell'ossigeno, ma anche dalla presenza di sostanza organica. I fenomeni corrosivi si verificano in particolare con acque dolci (durezza inferiore a 1 meq/l e alcalinità < 1 meq/l) e ricche di ioni Cl^- e SO_4^{2-} (> 50 mg/l).

La principale conseguenza della corrosione è la cessione di ioni metallici, tra i quali quelli che presentano i maggiori rischi per la salute dell'uomo come piombo, cadmio, rame, nichel, ferro, zinco e cromo. La corrosione delle condotte metalliche porta al fenomeno dell'acqua "rossa" nelle reti di distribuzione, alla presenza di torbidità e di depositi di ferro, alluminio, manganese, silice.

Se l'acqua permane per lungo tempo, l'ossigeno può consumarsi rapidamente.

Può aversi anche una riduzione chimica dei nitrati (denitrificazione). Le norme di qualità indicano per l'acqua trattata un contenuto in calcio pari a 15°F; in queste condizioni si forma uno strato protettivo di carbonato di calcio. Per stabilire l'azione corrosiva di un'acqua si utilizzano alcuni indici come quello di *Larson e Skold* (1957):

$$I_{\text{Larson}} = [\text{Cl}^-] + 2[\text{SO}_4^{2-}] / [\text{HCO}_3^-]$$

nella quale $[Cl^-]$, $[SO_4^{2-}]$ e $[HCO_3^-]$ sono le concentrazioni espresse in moli/l. Questo valore deve essere inferiore a 0,4 – 0,6 . Un altro indice è quello proposto da Leroy (1966):

$$I_{Leroy} = \frac{\text{alcalinit\`a totale}}{\text{durezza totale}}$$

nel quale il rapporto tra l'alcalinit\`a totale e la durezza totale deve essere prossimo all'unit\`a.

Berbenni ha proposto l'indice di intensit\`a tampone (b):

$$I_{Berbenni} = 2,3 \cdot \left((K_{a,4,3} - 0,05) \cdot K_{b,8,2} \right) / (K_{a,4,3} + K_{b,8,2} - 0,05)$$

dove $K_{a,4,3}$ \`e la capacit\`a neutralizzante acida (CNA) a pH 4,3 (alcalinit\`a al metilarancio) espressa in moli/l e $K_{b,8,2}$ \`e la capacit\`a neutralizzante basica (CBN) a pH 8,2 (alcalinit\`a alla fenolftaleina) espressa in moli/l. L'indice di intensit\`a tampone, per non avere fenomeni corrosivi, deve essere superiore a 0,5 moli/l.

Formazione di biofilm

I numerosi studi effettuati in questi ultimi anni relativamente alla qualit\`a microbiologica delle acque distribuite ad uso potabile hanno messo in evidenza la presenza di vari tipi di organismi: batteri autotrofi ed eterotrofi, funghi, protozoi, alghe.

\`E stato dimostrato che \`e possibile la crescita batterica eterotrofa, anche in presenza di dosi non trascurabili di disinfettante, con la formazione di un biofilm sulle pareti delle tubazioni.

I batteri possono in seguito essere rimessi in sospensione per distacco del biofilm stesso.

Dal punto di vista biologico, l'acqua trattata \`e lontana dall'essere sterile, e nonostante la presenza di un ossidante residuo nella rete di distribuzione, si possono verificare evoluzioni delle sue caratteristiche sia nei serbatoi che nelle condotte (Ragazzo, 2000).

Si chiama biofilm l'insieme di cellule batteriche e di sostanze polimeriche extracellulari (EPS) che si forma all'interfaccia solido - acqua. I biofilm sono costituiti essenzialmente da:

- acqua (oltre il 95 % della massa totale del biofilm);
- sostanze polimeriche extracellulari (EPS) che costituisce oltre il 95 % della massa secca del biofilm;
- microrganismi;
- particelle incorporate;
- sostanze solubili.

Significativo \`e il ruolo delle EPS e delle propriet\`a reologiche che influenzano le caratteristiche fisiche dei biofilm. I biofilm possono essere considerati come una matrice – EPS che include microrganismi immobilizzati, in ben organizzati microconsorzi di specie differenti capaci di partecipare alle complesse interazioni.

I biofilm introducono una fase gel tra la superficie solida e l'intera fase acquosa.

Nel processo di formazione del biofilm si possono osservare i seguenti fenomeni:

- l'aumento del numero di batteri che si fissano sulle pareti. Nella prima ora la densit\`a batterica supera 105 batteri per cm^2 ;
- l'evoluzione del carbonio organico totale (TOC) o meglio, del carbonio organico assimilabile (AOC);

- l'influenza della clorazione. Il biofilm è insensibile per concentrazioni di cloro inferiori a 1,25 mg/l.

La dinamica di formazione del biofilm, in funzione del tipo di disinfettante, la concentrazione di DOC, la velocità di flusso e la tipologia del materiale costitutivo della rete, sono state studiate da molti autori. *Ragazzo et al.* hanno studiato la composizione microbiologica del biofilm, su un impianto pilota, di un'acqua sottoposta a post-trattamento con filtro a sabbia e carbone e disinfezione finale.

Sono state utilizzate tubazioni di differente materiale (ghisa rivestita in cemento e polietilene) e con diversa velocità di flusso (1, 0,5 e 0,1 m/s) e sono stati determinati ed identificati i batteri eterotrofi, i coliformi totali, le muffe ed i lieviti.

I risultati indicano che esiste una buona correlazione tra batteri adesi e quelli sospesi e che tra lo spessore del biofilm e la velocità di flusso esiste una relazione lineare inversa.

Ricrescita batterica

Nei trattamenti di potabilizzazione viene eliminata la carica batterica, mentre le condizioni di successiva sterilità in rete vengono mantenute mediante dosaggio di disinfettante in leggero eccesso.

Tuttavia, i limiti imposti per esigenze sanitarie a tali dosaggi, non consentono il raggiungimento delle condizioni di sterilità nei confronti delle diverse specie microbiche, alcune assai resistenti.

Si è osservato come, a fronte di una concentrazione massima di 0,2 mg/l di cloro libero residuo, (limite massimo previsto dalla normativa) per inibire la ricrescita batterica si renda necessario raggiungere le concentrazioni da 1 fino a 4 mg/l.

Una rete di distribuzione può essere definita come un reattore biologico alimentato da un flusso discontinuo di sostanza organica, di ossidante e di cellule che portano sistematicamente alla formazione di un ecosistema microbiologico relativamente stabile.

Il fenomeno della ricrescita si verifica in particolare negli acquedotti alimentati da acque superficiali ed è influenzata, oltre che dalle concentrazioni residue e dal tipo di disinfettante usato, dalle caratteristiche chimiche e chimico-fisiche dell'acqua (temperatura, pH, presenza di nutrienti, ecc.), dalla sua velocità di scorrimento in rete, nonché dalla natura dei materiali (ferrosi, non ferrosi, polimerici, ecc.) usati nelle tubazioni.

L'aumento dell'accrescimento dei microrganismi nella rete di distribuzione avviene a seguito dell'ingresso di microrganismi che provengono dall'esterno a causa di rotture di tubazioni, alimentazione con acqua inquinata, lavori di riparazione, etc. o da sostanze introdotte con i processi di chiariflocculazione o ossidazione.

Talvolta anche a fronte di trattamenti avanzati con ozono, biofiltrazione e filtrazione su carbone attivo, si evidenziano fenomeni di ricrescita correlati con la formazione di carbonio organico disciolto biodegradabile in una delle fasi di trattamento.

La miscelazione delle acque

La miscelazione delle acque è un aspetto importante e da considerare quando l'acqua viene sottoposta a processi che ne alterano la composizione chimica (ad esempio il trattamento di un'acqua con osmosi inversa per la rimozione dei nitrati) o quando acque di origine diversa vengono miscelate prima dell'immissione in rete. Gli effetti indesiderati che si possono verificare frequentemente sono: la dissoluzione dello strato ferro-calcico protettivo interno delle tubazioni già in servizio, corrosione delle tubazioni metalliche, deterioramento delle condotte cementizie, peggioramento della qualità dell'acqua.

Durante la miscelazione gli elementi caratteristici di un'acqua (calcio, alcalinità concentrazione totale delle specie carboniche, temperatura e gli altri parametri chimici e chimico-fisici ad esempio la forza ionica), in quanto grandezze conservative, non sono soggette a modifiche; il corrispondente valore della miscela si ottiene come media ponderata dei valori delle acque componenti. Le specie carboniche e quelle di dissociazione dell'acqua sono invece grandezze intensive soggette a reazioni chimiche durante la miscelazione dipendenti dalla temperatura e dalla pressione e la loro valutazione non può essere ottenuta come media ponderata ma richiede il calcolo degli equilibri carbonici.

La miscelazione delle acque comporta il verificarsi di problemi particolari.

La miscelazione di acque dolci con acque dure produce normalmente un'acqua aggressiva; la miscelazione di acque ricche di sali con acque dolci e dissalate, quando queste ultime sono prodotte con processi a scambio ionico o a membrana (osmosi inversa, elettrodialisi, ecc.) richiedono una neutralizzazione che deve essere attentamente calcolata, sulla base dell'equilibrio dell'acido carbonico, allo scopo di evitare fenomeni corrosivi.

Nel caso della miscelazione di acque calde con acque fredde, poiché le variazioni di temperatura comportano dei cambiamenti nell'equilibrio dell'acido carbonico (ad esempio miscelazione di acque sotterranee con acque superficiali nei periodi estivi) rende più difficile la formazione di uno strato protettivo di carbonato di calcio; inoltre le alte temperature favoriscono spesso la corrosione.

Nell'ambito di questo paragrafo verranno discusse le seguenti proprietà: aggressività dell'acqua, contenuto in solfati, durezza, alcalinità.

7.14.1. Tasso di rottura – Indice di Aggressività dell'Acqua

7.14.1.1. Stato dell'arte della problematica

L'aggressività dell'acqua convogliata può essere quantificata utilizzando un indice di aggressività determinato come segue (AWWA 2003):

$$A.I. = pH + \log(A \cdot H) \quad (7.50)$$

laddove:

pH rappresenta il pH dell'acqua;

A l'alcalinità totale in mg/l come CaCO_3 ;

H la durezza totale in mg/L come CaCO_3 .

Secondo AWWA (2003), l'acqua è considerata molto aggressiva, quando $AI < 10$; moderatamente aggressiva quando $10 < AI < 12$, e non aggressiva, quando $AI > 12$. (Hu et al., 2010) riportano in un loro studio la seguente relazione di tipo potenza:

$$\Lambda = 40838 \cdot AI^{-3,9181} \quad (7.51)$$

dove Λ è il tasso di rottura espresso come rotture per 100 km/anno.

L'analisi ha indagato gli stessi dati presentati da (Hu et al., 2010) escludendo dall'analisi, mediante il criterio di Chauvenet, i dati (un solo dato medio) proveniente dalla sola rete di Regina.

L'esclusione è stata basata sull'individuazione e convinzione dell'esistenza di circostanze puntuali e localizzate, ragionevolmente imputabili a cause esterne e distinte dalla variabile predittiva considerata (situazioni ambientali, operazioni gestionali, di manutenzione).

7.14.1.2. Calcolo della funzione di correzione

La curva migliore è risultata essere la curva di tipo S come si evince anche dalla tabella 7.19:

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		I _A =0	I _A =∞	
1	Potenza	∞	0	1,0139
2	Esponenziale	c _{I_A}	0	1,0161
3	S	∞	f _{I_A}	1,0120
4	m.g. (1*3)	∞	0	1,0129

Tabella 7.19 Valori degli errori di modello (Tasso di Rottura-Indice di Aggressività dell'acqua).

La curva migliore è analiticamente descritta dalla (7.52) in fig. 7.36:

dove: $f_{I_A} = 8,7323 \cdot 10^{-4}$;

$g_{I_A} = 40,6976 \cdot 10^0$

$$\Lambda_{I_A}(I_A) = \left(f_{I_A} \cdot e^{\frac{g_{I_A}}{I_A}} \right) \quad (7.52)$$

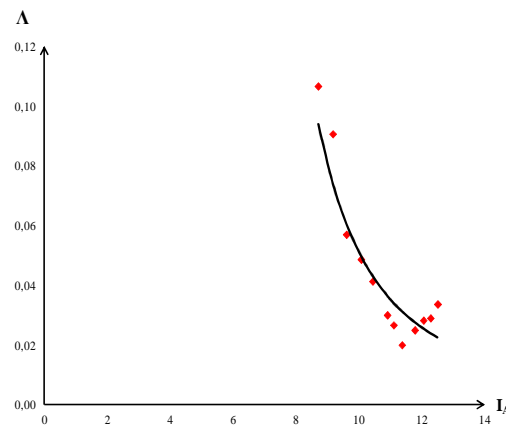


Figura 7.36 Tasso di rottura – Indice di Aggressività dell'acqua.

La corrispondente funzione di correzione è espressa dalla (7.53) dove: $\bar{\Lambda}_{I_A} = 3,7916 \cdot 10^{-2}$.

La (7.53) è rappresentata graficamente nel diagramma 7.37:

$$f_{c_{I_A}} = \frac{\Lambda_{I_A}(I_A)}{\bar{\Lambda}_{I_A}} \quad (7.53)$$

$$f_{c_{I_A}} = \left[\frac{\left(f_{I_A} \cdot e^{\frac{g_{I_A}}{I_A}} \right)}{\bar{\Lambda}_{I_A}} \right]^{N_{I_A}}$$

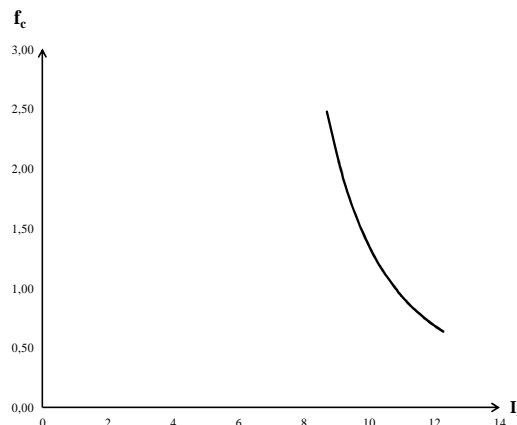


Figura 7.37 Funzione di correzione della variabile predittiva Indice di Aggressività dell'acqua.

7.14.2. Tasso di rottura – Contenuto in solfati dell'acqua

7.14.2.1. Stato dell'arte della problematica

Secondo AWWA (2003), una concentrazione di solfato nell'acqua convogliata al di sotto di 150 mg/l non è generalmente aggressiva per le pareti interne di una condotta.

Quando il contenuto di solfato è compreso tra 150 e 1500 mg/l, l'acqua è leggermente aggressiva.

I dati studiati si riferiscono ad alcune multi-utilities del Nord America (*Hu et al.*, 2010) trattati in media mobile e pesati opportunamente. Anche in questo caso è stato escluso in seguito all'applicazione del criterio di Chauvenet il dato riferito alla rete idrica di Regina.

7.14.2.2. Calcolo della funzione di correzione

L'analisi dei dati individua la seguente curva come mostrato anche in tabella 7.20:

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		$S_c=0$	$S_c=\infty$	
1	Potenza	∞	0	1,0172
2	Esponenziale	c_{I_A}	0	1,0429
3	S	∞	f_{I_A}	1,0200
4	m.g. (1*3)	∞	0	1,0165

Tabella 7.20 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Contenuto in solfati dell'acqua).

La funzione che minimizza l'errore di predizione è la seguente:

$$\Lambda_{S_c}(S_c) = \left[\left(a_{S_c} \cdot S_c^{b_{S_c}} \right) \cdot \left(f_{S_c} \cdot e^{\frac{g_{S_c}}{S_c}} \right) \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)} \quad (7.54)$$

dove:

$$a_{S_c} = 1,3125 \cdot 10^{-1}$$

$$b_{S_c} = -3,3960 \cdot 10^{-1}$$

$$f_{S_c} = 3,1914 \cdot 10^{-2}$$

$$g_{S_c} = 4,2506 \cdot 10^0$$

La (7.54) è rappresentata sul diagramma a dispersione seguente:

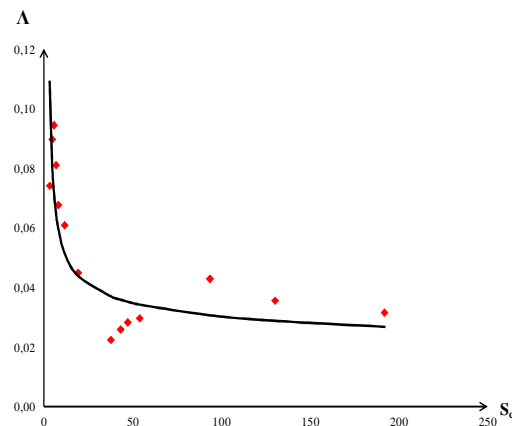


Figura 7.38 Tasso di rottura – Contenuto in solfati dell'acqua.

La funzione di correzione in termini di contenuto in solfati dell'acqua è la (7.55):

$$f_{cs_c} = \frac{\Lambda_{s_c}(S_c)}{\bar{\Lambda}_{s_c}} \quad (7.55)$$

$$f_{cs_c} = \left[\frac{\left(a_{s_c} \cdot S_c^{b_{s_c}} \right) \cdot \left(f_{s_c} \cdot e^{\frac{b_{s_c}}{S_c}} \right)^{\left(\frac{1}{2} \right)^{N_{s_c}}}}{\bar{\Lambda}_{s_c}} \right]$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_{s_c} = 4,8371 \cdot 10^{-2}$$

La (7.55) è raffigurata nel diagramma 7.39:

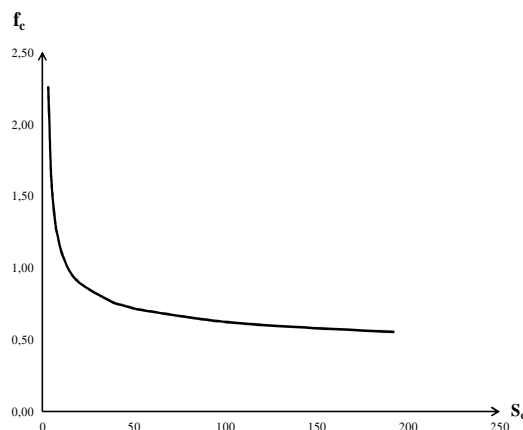


Figura 7.39 Funzione di correzione della variabile predittiva Contenuto in solfati dell'acqua.

7.14.3. Tasso di rottura – Durezza dell'Acqua

7.14.3.1. Stato dell'arte della problematica

Le acque contengono disciolti un gran numero di sali e quindi sono presenti molti cationi metallici, tra cui quelli polivalenti che sono i responsabili della durezza.

Contribuiscono alla durezza dell'acqua principalmente i sali di calcio e magnesio ed eventualmente, se presenti, anche tutti i sali solubili di cationi polivalenti, quali ferro, alluminio, rame, manganese. Si distinguono vari tipi di durezza:

- La durezza dovuta ai bicarbonati di calcio e di magnesio è detta durezza temporanea, in quanto questi sali, per il riscaldamento dell'acqua, possono essere eliminati: i bicarbonati di Ca e di Mg, infatti, per azione del calore si decompongono originando i rispettivi carbonati insolubili.
- Gli altri sali, prevalentemente solfati e cloruri di calcio e magnesio, invece, rimangono disciolti nell'acqua anche dopo prolungata ebollizione e perciò costituiscono la durezza permanente.
- La durezza totale è data da tutti i sali disciolti nell'acqua, cioè dalla somma della durezza temporanea e di quella permanente.

La durezza viene espressa convenzionalmente in gradi idrotimetrici: il complesso dei sali presenti è calcolato come carbonato di calcio o come ossido di calcio. In particolare:

- un grado francese corrisponde a 1 g di carbonato di calcio contenuto in 100 l d'acqua, ossia 0,01 g/l di CaCO_3 ;
- un grado tedesco corrisponde a 1 g di ossido di calcio in 100 litri d'acqua;

- un grado inglese corrisponde a 1 g di carbonato di calcio per 70 litri di acqua.

In Italia la durezza viene correntemente indicata in gradi francesi. In genere, le acque vengono classificate in base alla loro durezza come segue:

- fino a 4°F: molto dolci;
- da 4°F a 8°F: dolci;
- da 8°F a 12°F: mediamente dure;
- da 12°F a 18°F: discretamente dure;
- da 18°F a 30°F: dure;
- oltre 30°F: molto dure.

Le acque dure si riconoscono perché stentano a formare la schiuma con il sapone: i sali alcalini degli acidi grassi, che sono solubili e sono i componenti fondamentali dei saponi, invece di sciogliersi e dare schiuma, si combinano con gli ioni Ca^{2+} e Mg^{2+} dei sali presenti nell'acqua per formare sali insolubili. Si avrà la schiuma e l'azione detergente soltanto quando tutti i suddetti ioni saranno al fine precipitati. I danni più gravi si verificano però nel caso di acque destinate all'alimentazione di caldaie per la produzione di vapore. L'impiego di acque dure porta in questo caso alla formazione in caldaia di precipitati insolubili, che formano incrostazioni molto dure ed aderenti le pareti.

Oltre all'impatto su applicazioni tecnologiche o agrarie, la durezza dell'acqua ha anche effetti sulla salute umana; l'uso di acque dure è sconsigliato, ad esempio, a chi soffre di disturbi renali.

Hu et al. propongono una relazione di legame di tipo potenza tra il tasso di rottura e la durezza dell'acqua, come riportato in (7.56):

$$\Lambda = 15,134 \cdot H^{-0,368} \quad (7.56)$$

7.14.3.2. Calcolo della funzione di correzione

L'effetto della durezza dell'acqua convogliata è stata analizzata per determinare se la tendenza è simile all'effetto dell'indice di aggressività sul tasso di rottura. La successiva tabella 7.21 mostra che la curva migliore risulta essere la funzione di tipo S.

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		H=0	H=∞	
1	Potenza	∞	0	1,0369
2	Esponenziale	c _H	∞	1,0487
3	S	∞	f _H	1,0200
4	m.g. (1*3)	∞	0	1,0268

Tabella 7.21 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Durezza dell'acqua).

La funzione S è analiticamente presentata dalla (7.57):

$$\Lambda_H(H) = \left(f_H \cdot e^{\frac{g_H}{H}} \right) \quad (7.57)$$

dove:

$$f_H = 2,8134 \cdot 10^{-2}; \quad g_H = 1,5248 \cdot 10^1$$

La funzione che lega il tasso di rottura alla durezza dell'acqua è graficamente mostrata nel seguente diagramma:

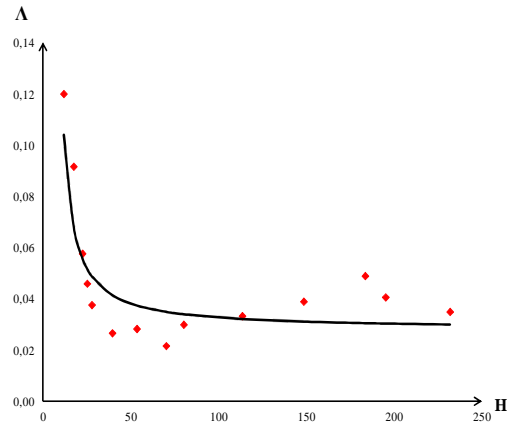


Figura 7.40 Tasso di rottura – Durezza dell’acqua.

La corrispondente curva di correzione risulta pari a:

$$f_{cH} = \frac{\Lambda_H(H)}{\bar{\Lambda}_H} \quad (7.58)$$

$$f_{cH} = \left[\frac{\left(f_H \cdot e^{\frac{H}{H_0}} \right)}{\bar{\Lambda}_H} \right]^{N_H}$$

dove:

$\bar{\Lambda}_H = 4,1753 \cdot 10^{-2}$. La (7.58) è rappresentata di seguito:

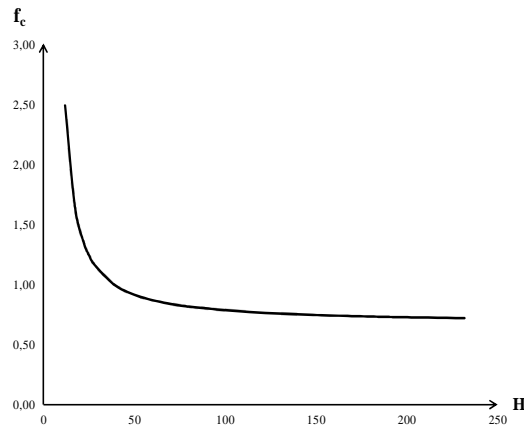


Figura 7.41 Funzione di correzione della variabile predittiva Durezza dell’acqua.

7.14.4. Tasso di Rottura - Alcalinità

7.14.4.1. Stato dell’arte della problematica

L’effetto dell’alcalinità dell’acqua convogliata sul tasso medio di rottura è concettualmente simile all’effetto già descritto dell’indice di aggressività dell’acqua.

Si ritiene che un’alcalinità molto bassa provoca un aumento del tasso di rottura del tubo, (inferiore a 60 mg/l) essendo dannosa per le pareti interne della condotta. Un andamento simile è stato osservato da (Conroy *et al.*, 2005) con 55 mg/l di bicarbonato di alcalinità e tale valore viene suggerito come soglia possibile in termini di *lime leaching*.

Hu, Wang & Cossitt riportano una relazione di legame di tipo potenza:

$$\Lambda = 18,106 \cdot Alc^{-0,44} \quad (7.59)$$

7.14.4.2. Calcolo della funzione di correzione

L'analisi riporta come curva migliore la funzione S come mostrato in tab. 7.22. La funzione è rappresentata dalla (7.60):

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		Alc.=0	Alc. =∞	
1	Potenza	∞	0	1,0308
2	Esponenziale	c _{Alc.}	0	1,0465
3	S	∞	f _{Alc.}	1,0162
4	m.g. (1*3)	∞	0	1,0221

Tabella 7.22 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-Durezza dell'acqua).

$$\Lambda_{Alc.}(Alc.) = \left(f_{Alc.} \cdot e^{\frac{g_{Alc.}}{Alc.}} \right) \quad (7.60)$$

dove: $f_{Alc.} = 2,4213 \cdot 10^{-2}$; $g_{Alc.} = 1,4695 \cdot 10^1$

La (7.60) viene mostrata dal diagramma 7.42:

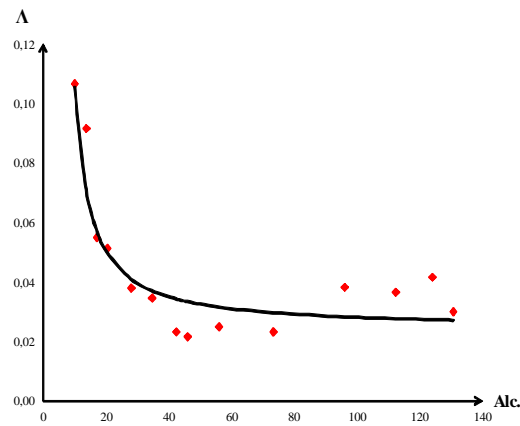


Figura 7.42 Tasso di rottura – Alcalinità dell'acqua.

La relativa funzione di correzione, risulta pari a:

$$f_{c\,Alc.} = \frac{\Lambda_{Alc.}(Alc.)}{\bar{\Lambda}_{Alc.}} \quad (7.61)$$

$$f_{c\,Alc.} = \left[\frac{\left(f_{Alc.} \cdot e^{\frac{g_{Alc.}}{Alc.}} \right)}{\bar{\Lambda}_{Alc.}} \right]^{N_{Alc.}}$$

dove: $\bar{\Lambda}_{Alc.} = 3,9002 \cdot 10^{-2}$. La (7.61) è raffigurata nel diagramma 7.43:

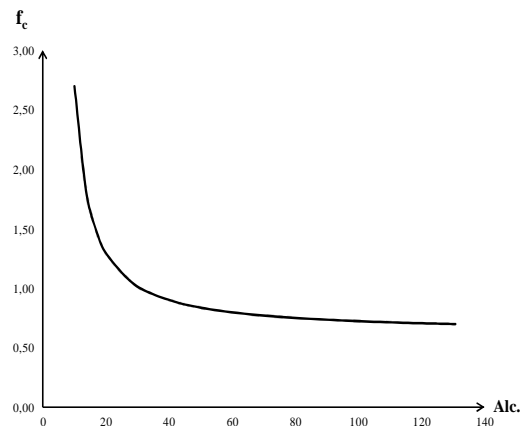


Figura 7.43 Funzione di correzione della variabile predittiva Alcalinità dell'acqua.

7.15. Tasso di Rottura - Profondità di posa

7.15.1. Stato dell'arte della problematica

Generalmente la posa in opera delle condotte realizzate con tubazioni di piccole e medio diametro viene realizzata entro trincee appositamente scavate e successivamente rinterrate.

Per diametri $D > 1000 \div 1500$ mm, a fronte della tradizionale posa in trincea si preferisce, in genere, mantenere la condotta all'aperto, opportunamente protetta ed appoggiata su selle discontinue.

Situazioni singolari, correlate a vincoli di natura topografica (valico) o ad insufficienza di carico piezometrico sul suolo (pressione sul piano campagna inferiore a $2 \div 3$ m), richiedono la posa delle tubazioni entro gallerie o in cunicolo.

La posa è sempre preceduta da accurati rilievi topografici per la materializzazione del tracciato sul terreno, appoggiati a capisaldi, quotati con precisione, di riferimento durante tutte le operazioni di posa e le successive operazioni di collaudo.

Le condotte interrato sono poste in opera entro scavi continui di larghezza L al fondo scavo e pareti verticali o sub-verticali, a seconda della profondità e della consistenza del terreno.

La larghezza dello scavo dipende oltre che dalle dimensioni del tubo anche da spazi minimi per le operazioni di assemblaggio delle tubazioni cercando di evitare che gli operai camminino sulla generatrice superiore delle tubazioni.

Il fondo della trincea deve essere realizzato secondo le quote e le livellette previste dal progetto esecutivo per l'asse della tubazione.

Le operazioni di scavo, ad oggi realizzate esclusivamente con mezzi meccanici, richiedono la regolarizzazione del fondo differenziata in dipendenza della natura dei suoli e della tipologia delle tubazioni da porre in opera.

Lo scavo di trincee in roccia, da eseguirsi con martello demolitore o, al limite, con esplosivo, richiede sempre, indipendentemente dal materiale delle tubazioni, la regolarizzazione del fondo tramite la formazione del letto di posa realizzato o con il materiale di scavo, opportunamente vagliato, ovvero con sabbia di cava o di fiume.

Risulta chiaro che un maggiore approfondimento nel terreno della condotta, limita ed attenua l'effetto trasmesso da carichi esterni dinamici, nonché dalle escursioni termiche ambientali.

Nei paesi del Nord Europa e dell'America del Nord in particolare si posa la generatrice superiore della condotta fino a 2,5 metri onde minimizzare gli effetti indotti dalla penetrazione del gelo.

A tal proposito, è plausibile ritenere che all'aumentare della profondità di posa le rotture sulle condotte diminuiscano.

7.15.2. Calcolo della funzione di correzione

L'analisi dei dati ha individuato una curva decrescente con la profondità di posa come si evince dalla tabella 7.23:

N.ro	Funzione	Limiti		SSE _f
		$d=0$	$d=\infty$	
1	Potenza	∞	0	1,0141
2	Esponenziale	c_d	0	1,0164
3	S	∞	f_d	1,0131
4	m.g. (1*3)	∞	0	1,0135

Tabella 7.23 Valori degli errori di modello per ciascuna curva esaminata (Tasso di Rottura-profondità di posa).

In particolare, la curva migliore individuata è risultata la (7.62):

$$\Lambda_d(d) = \left(f_d \cdot e^{\frac{g_d}{d}} \right) \quad (7.62)$$

dove: $f_d = 5,2164 \cdot 10^{-2}$; $g_d = 1,2809 \cdot 10^0$. La (7.62) è graficizzata nel diagramma 7.44. È ragionevole che tale curva non può essere estrapolata se non marginalmente. Il raggiungimento dei limite sinistro e destro è escluso da questa trattazione:

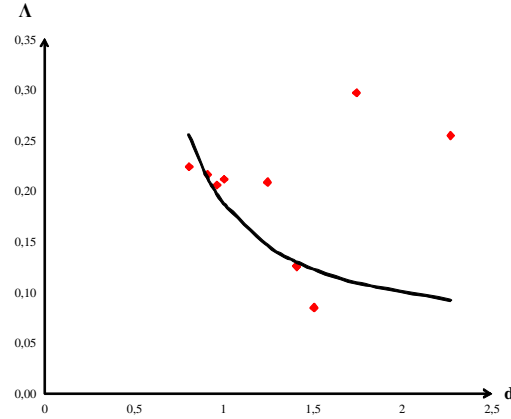


Figura 7.44 Tasso di rottura – profondità di posa.

- Il raggiungimento del limite sinistro (zero) è escluso perché si ritiene che al di sotto di un prefissato valore di profondità di posa (0,54 metri) le condotte esaminate non siano più appartenenti alla categoria di condotte sepolte. Un estremismo è considerare condotte fuori terra (attraversamenti stradali, fluviali, ponticelli, montanti) le cui condizioni di funzionamento risultano sostanzialmente differenti e si prescinde da essi anche per la esiguità di tali impianti in termini di lunghezza;
- Il raggiungimento del limite superiore è escluso, dal momento che ammettere profondità di posa superiori a 2,5-3 metri, significa nel contempo considerare altri sistemi e sottoservizi (nella fattispecie i sistemi fognari).

Individuata la curva S come migliore curva che minimizza l'errore di predizione, la corrispondente funzione di correzione risulta essere:

$$f_{c_d} = \frac{\Lambda_d(d)}{\bar{\Lambda}_d} \quad (7.63)$$

$$f_{c_d} = \left[\frac{\left(f_d \cdot e^{\frac{g_d}{d}} \right)}{\bar{\Lambda}_d} \right]^{N_d}$$

dove: $\bar{\Lambda}_d = 1,5801 \cdot 10^{-1}$. La (7.63) è riportata di seguito:

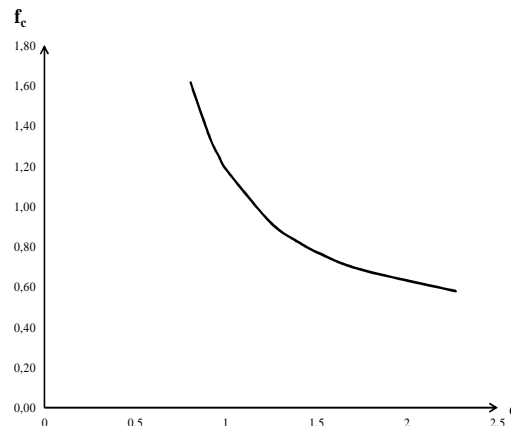


Figura 7.45 Funzione di correzione della variabile predittiva profondità di posa.

7.16. Tasso di Rottura - Letto di posa

7.16.1. Stato dell'arte della problematica

La presenza dell'elemento di transizione (il letto) tra tubazione e fondo scavo di roccia, assicura la continuità dell'appoggio e, nel caso di condotte metalliche, impedisce la scalfittura dei rivestimenti, bituminosi o plastico, protettivi.

Il letto di posa è necessario anche per trincee scavate in materiali alluvionali o detritici grossolani.

Lo scavo di trincee in terreni sciolti, a grana fine ed ad elevato contenuto sabbioso, richiede, per assicurare la continuità dell'appoggio delle tubazioni, solo la regolarizzazione del fondo.

La generatrice superiore delle tubazioni deve risultare, in opera, a profondità dal piano campagna tale da:

- non risentire dell'azione dei carichi mobili delle lavorazioni agrarie tipiche della zona;
- limitare il riscaldamento dell'acqua;
- impedire il congelamento nel periodo invernale.

Ricoprimenti minimi sulla generatrice superiore pari a 1,20÷1,50 m soddisfano la prima condizione e limitano le variazioni termiche annuali dell'acqua nell'ordine di 2÷3 °C, anche in presenza di lunghi acquedotti. Realizzata la condotta per uno sviluppo di qualche centinaio di metri, si esegue il rinterro della trincea prima ricalzando i tubi, lateralmente e superiormente, fino ad uno spessore di 20 cm sulla generatrice superiore, con materiale sciolto selezionato e ben compattato, infine completando il rinterro della restante parte, fino al piano campagna, utilizzando o il materiale proveniente dagli scavi, se idoneo, o approvvigionato da cave di prestito, posto in opera per strati successivi con forte compattazione.

Il rinterro dovrà risultare leggermente emergente sul piano campagna a compensazione di eventuali successivi assestamenti. Nel caso in cui lo scavo interessa attraversamenti stradali occorrerà ripristinare l'originaria pavimentazione (sottofondo, bynder e tappetino di usura per diametri superiori al DN 600 sia il sottofondo che il riempimento viene realizzato con magrone di calcestruzzo, opportunamente calato nella trincea di scavo e vibrato mentre all'interno della tubazione vengono posti in opera opportuni puntellamenti).

7.16.2. Calcolo della funzione di correzione

Nella presente ricerca sono stati individuate solo due tipologie del letto di posa: sabbia e sabbia gialla. Si riportano di seguito la curva interpolante lineare e la funzione di correzione.

Come è stato proposto in tutti i modelli categorici precedenti, si pone:

$$L_p = \Lambda_{L_p} \quad (7.64)$$

ed ancora si ha:

$$\Lambda_{L_p}(L_p) = L_p \quad (7.65)$$

I valori dei tassi di rottura ponderati per categoria di letto di posa sono riportati nella seguente tabella 7.24:

LETTO DI POSA	TASSO
sabbia gialla	$1,7828 \cdot 10^{-1}$
sabbia	$2,0250 \cdot 10^{-1}$

Tabella 7.24 Tassi di rottura per categoria di letto di posa.

La (7.65) è riportata nel seguente diagramma lineare 7.46:

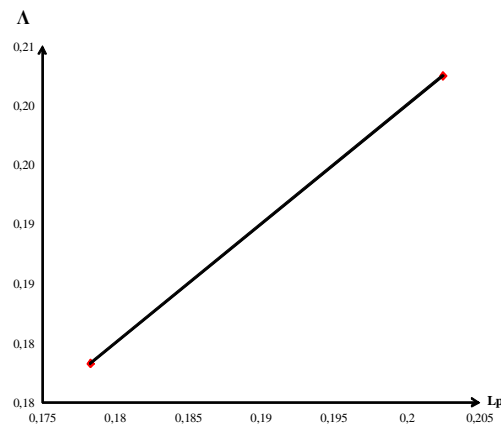


Figura 7.46 Tasso di rottura- Letto di posa

La funzione di correzione per il letto di posa è descritta dalla (7.66):

$$f_{c_{L_p}} = \frac{\Lambda_{L_p}(L_p)}{\bar{\Lambda}_{L_p}} \quad (7.66)$$

$$f_{c_{L_p}} = \left[\frac{\Lambda_{L_p}(L_p)}{\bar{\Lambda}_{L_p}} \right]^{N_{L_p}}$$

dove:

$$\bar{\Lambda}_{L_p} = 1,9550 \cdot 10^{-1}$$

La (7.66) è rappresentata graficamente nel diagramma 7.47:

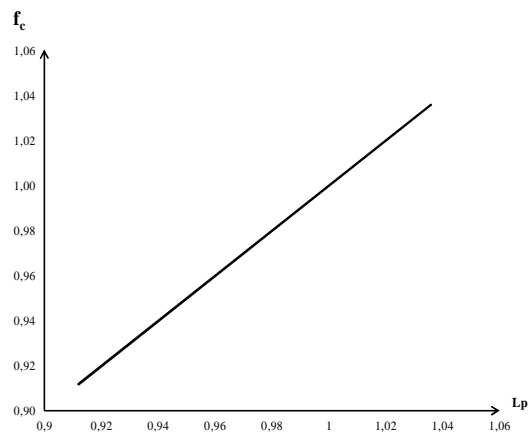


Figura 7.47 Funzione correzione della variabile Letto di posa.

Bibliografia

- AA.VV.** (1992). “*Matière organique biodégradable dans les réseaux de distribution d’eau potable*”, séminaire international Nancy, 2-3 octobre 1991, Revue de sciences de l’eau, 5 n° spécial.
- Alvisi, S. Grata, S. Franchini, M.** (2006). *Leakage detection planning in water distribution systems*, Proc. of the Conf. “Efficient Management of Water Networks, Design and Rehabilitation Techniques”, Ferrara, Fondazione AMGA, edited by Franco Angeli, May, pp.24-39.
- Andreou, S. Marks, D.H. and Clark, R.M.** (1987a). *A New Methodology for modelling Break failure Patterns in Deteriorating Water Distribution Systems: Theory*. Journal of Advanced Water Resources, 10, March, pp. 2-10.

- Andreou, S. Marks, D.H. and Clark, R.M.** (1987b). *A New Methodology for modelling Break failure Patterns in Deteriorating Water Distribution Systems: Applications*. Journal of Advanced Water Resources, 10, March, pp. 11-20.
- ANSI/AWWA C-105** (1999). *"Polyethylene Encasement for Ductile Iron Piping Systems"*.
- Ascher, H. and Feingold, H.** (1984). *Repairable systems- Modeling, inference, and their causes*. Marel Dekker, New York.
- Berardi, L. Giustolisi, O. Kapelan Z. Savic, A.** (2008). *Development of pipe deterioration models for water distribution systems using EPR*, IWA Publishing, Journal of Hydroinformatics 10-2-2008.
- Berbenni, P. Di Toro, C. Vadrucchi, C.** (2002). *"Il fenomeno delle acque aggressive e conseguenze sull'uso potabile"*, Ed. Quen, Napoli, 305-355.
- Berbenni, P. Occhi, R.** (1992). *"Effetti della miscelazione di acque di diversa qualità, corrosione e incrostazione"*, Inquinamento 9, 76-80.
- Berbenni, P. Rossi, S.** (2005). *"L'aggressività e corrosività delle acque naturali"*, Inquinamento 10, 42-46.
- Bertola, P. & Pavia, S.** (2002). *Reti di distribuzione dell'acqua potabile e tasso di fallanza delle condotte*, Condotte per acqua e gas, Lacco Ameno, L'Acqua, 20th-21st sett. 2001, pp.124-130.
- Bertola, P. Nicolini, M.** (2004). *Valutazione dell'affidabilità complessiva di una rete di distribuzione idrica con simulazioni quasi stazionarie di lungo periodo*. Atti del 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 141-148.
- Bizzarri, A. Di Federico, I. Di Federico, V. & Mazzacane, S.** (2000). *Reti di distribuzione idrica urbana, Indagine di affidabilità*, edizione Franco Angeli, Italy,
- Bizzarri, A. Di Federico, V. Ugarelli, R. & Salandin, P.** (2002). *Valutazione di affidabilità nelle reti di distribuzione idrica, Giornata di studio: "La distrettualizzazione delle reti di distribuzione idrica nella misura e nella riduzione delle perdite"*, Bologna (Italy), 15 marzo.
- Boxall, J.B. O'Hagan, A. Saul, A.J. Unwin, D.M.** (2007). *Estimation of burst rates in water distribution mains*. Water Management 160, pp.73-82.
- Bushman, J.B. and Mehalick, T.E.** (1989). In *"Effects of Soil Characteristics on Corrosion"* ASTM STP 1013, pp 107-118.
- Ciaponi, C. Franchioli, L. & Papiri, S.** (2009). *La stima del tasso di fallanza delle condotte per la valutazione dell'affidabilità delle reti di distribuzione idrica*, Acqua e città 2009 - EXPO 2015: Idraulica e paesaggio nelle aree urbane 3° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Milano, 6-9 ottobre 2009 A. Paoletti, G. Becciu, C. Di Mauro, R. Occhi, A. Rossi, U. Sanfilippo (a cura di), csdu, Milano, 2009, CD ROM allegato ISBN 978-88-903223-3-4.
- Ciottoni, A.S.** (1983). *Computerized data management in determining causes of water main breaks: The Philadelphia case study*, Proceedings of the International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics, and Sediment Control, University of Kentucky, Lexington, pp.323-329.
- Clark, R.M. Stafford, C.L. & Goodrich, J.A.** (1982). *Water distribution systems: A spatial and cost evaluation*, J. Water Resour. Plan. and Manag. Division, ASCE, 108(3), 1982, pp.243-256.
- Conroy, P. Cooke, J. Mills, D. Patel, A. and Russell, A.** (2005). *"Managing the risks presented by pipeburst, redundant and live asbestos cement water distribution mains: condition assessment methodology for asbestos cement pipe."* UK Water Industry Research, U.K.
- Cullinane, M.J. Lansey, K.E. & Basnet, C.** (1989). *Water distribution system design considering component failure during static conditions*, Proc. Nat. Conf. Hydr. Eng., ASCE, N.Y.,
- Dandy, G.C. & Engelhardt, M.** (2006). *Multi-Objective Trade-Offs between Cost and Reliability in the Replacement of Water Mains*, J. Water Resour. Plan. Manage., 132(2), pp.79-88.
- Davis, P. Allan, I. Burn, S. & Van de Graaff, R.** (2003). *Identifying Trends In Cast Iron Pipe Failure With GIS Maps Of Soil Environments*, PIPES 2003 – Back to Basics: Design and Innovation, 21–23 October.
- Ermini, R. Viparelli, R. & Fiorentino, M.** (1998). *Una metodologia per la valutazione dell'incidenza della vulnerabilità meccanica sul disservizio nelle reti acquedottistiche*, Atti del XXVI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Catania,
- Fitzgerald, J.H.** (1968). *Corrosion as a primary cause of cast-iron main breaks*, JAWWA, 60(8), 882.

- Flemming, H. Geesey, G.** (1991). “*Biofouling and Biocorrosion in Industrial Water System*”, Ed. Springer-Verlag, Berlin.
- Fujiwara, O. & Tung, H.D.** (1991). *Reliability improvement for water distribution networks through increasing pipe size*, Water Resour. Res., 27(7), pp.1395-1402.
- Gargano, R. Pianese, D.** (2000). “*Reliability as Tool for Hydraulic Network Planning*” Journal of Hydraulic Engineering, vol 126, no. 5, 354-364.
- Gummow, R.A.** (1984). *Materials Performance*, **19**, 39.
- Halhal, D. Walters, G.A. Ouazar, D. & Savic, D.A.** (1997). *Water Network Rehabilitation with Structured Messy Genetic Algorithm*, J. Water Resour. Plan. Manage., 123(3), pp.137-146.
- Hamilton, J.J.** (1966). *Soil moisture depletion calculations for Winnipeg, 1960–1963*. Technical Paper No. 229, Division of Building.
- Heathcote, M. and Nicholas, D.** (1998). “*Life Assessment of Large Cast Iron Watermains – Research Report No. 146*”, Urban Water Research Association of Australia.
- Herz, R.** (1996). *Ageing processes and rehabilitation needs of drinking water distribution networks*. Journal of Water Supply Research and Technology-Aqua, **45**, pp. 221-231.
- Høyland, A. and Rausand, M.** (1994). *System Reliability Theory: Models and Statistical Methods*. John Wiley & Sons, Inc, New York.
- Hu, Y. Hubble, D.W.** (2007). *Factors contributing to the failure of asbestos cement water mains*, Can. J. Civ. Eng. 34: 608-621
- Hu, Y. Wang, D.L. Cossitt, K. Chowdhury, R.** (2010). *AC Pipe in North America: inventory, breakage and working*, NRCC-53535, November.
- Jarvis, M.G., and Hedges, M.R., JIWM, 8, 68,** (1994)
- Kettler, A.J. & Goulter, I.C.** (1985). *An analysis of pipe breakage in urban water distribution networks*, Canadian Journal of Civil Engineering, 12(2), pp.286-293.
- Khomsi, D. Walters, G.A. Thorley, A.R.D. & Ouazar, D.** (1996). “*Reliability Tester for water distribution networks*”. J. Computing in civil engineering, ASCE, 10 (1), 10-19.
- Kleiner, Y. & Rajani, B.** (2001,a). *Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models*, Urban Water. Elsevier, 3(3), pp.121-150.
- Kleiner, Y. & Rajani, B.** (2001,b). *Comprehensive review of structural deterioration of water mains: physically based models*, Urban Water Elsevier, 3(3), pp.151-167.
- Larson, T.E. Skold, R.V.** (1957). “*Corrosion and tuberculation of cast iron*”, JAWWA 46(1), 1-9.
- Legrand, L. Poirier, G.** (1976). “*Chimie des eaux naturelles*”, Ed. Eyrolles, Paris.
- Leroy, P.** (1999). “*Water characteristics suitable for reducing corrosion of metallic materials of distribution networks*”, Water Supply 17, 419-424.
- Lidström, V.** (1996). *Diagnos av avloppsledningars kondition*. Institutionen för teknisk vattenresurslära, Lunds tekniska högskola, Lunds universitet.
- Male, J.W. Walski, T.M. & Slutski, A.H.** (1990). *Analysing watermain replacement policies*, J. Water Resources Planning and Management, ASCE, 116(3), pp.363-374.
- Mays, L.W.** (1989) *Reliability analysis of water distribution system*, Ed. ASCE, N.Y., ISBN 0-87262-712-8.
- Millard, S.G., Law, D., Bungey, J.H. & Cairns, J.** (2001). NDT&E International **34** 409.
- Mosevoll, G.** (1994). *Vedlikehold og fornyelse av VA- ledninger: Modeller for tilstands-prognose / Funksjonskrav til informasjonssystemer*. Dr.ing avhandling, Institutt for Vassbygging, Norges Tekniske Høgskole, Universitetet i Trondheim.
- O’ Day, D.K.** (1983). *Analyzing infrastructure condition - A practical approach*, Civil Engineering., New York, , 53(4), pp.39-42.
- O’Day, D.K.** (1982). *Organizing and analyzing leak and break data for making main replacement decisions*, J. AWWA, 589-594.
- O’Day, D.K.** (1980). *Aging urban water systems: a computerized case study*, Public Works, 3(8), 61
- Pelletier, G. & Mailhot, A. Villeneuve, J.P.** (2003). *Modeling water pipe breaks-Three case studies*, Journal Water Resour. Plan. Manag., 129(2), pp.115-123.

- Ragazzo, P. Nardo, M. Navazio, G.** (2000). “Formazione di biofilms in reti di distribuzione” in “Qualità delle acque potabili e novità legislative”, GSSIR, Milano.
- Rajani, B. Makar, J. McDonald, S. Zhan, C. Kuraoka, S. Jen, C.K. and Viens, M.** (2000). “Investigation of grey cast iron water mains to develop a methodology for estimating service life” AWWARF Project No. 280, Denver, Colorado, USA.
- Rajani, B.B. and Zhan, C.** (1996). *On the estimation of frost loads*. Canadian Geotechnical Journal, **33**: 629–641.
- Rausand, M. and Reinertsen, R.** (1996). *Failure mechanisms and life models*. International Journal of Reliability, Quality and Safety Engineering, **3**, No. 3, pp. 137-152.
- Romanoff, M.** (1964). *Exterior Corrosion of Cast-Iron Pipe*. Journal American Water Works Association, 60(i 2): 1 729-1 143
- Rossum, J. R.** (1969). *Prediction of pitting rates in ferrous metals from soil parameters*. Journal of American Water Works Association **61**: pp. 305–310.
- Salandin, P. Darvini, G.** (2007). *Sistemi di distribuzione con rotture delle condotte e richiesta della portata aleatorie: una tecnica di valutazione dell’affidabilità*, Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienze, Ricerca ed Innovazione, Ferrara, 28-29 giugno pp. 411-428.
- Selvadurai, A.P.S., and Shinde, S.B.** (1993). *Frost heave induced mechanics of buried pipelines*. Journal of Geotechnical Engineering, **119**: 1929–1951.
- Shah, K.R., and Razaqpur, A.G.** (1993). *A two-dimensional frostheave model for buried pipelines*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, **36**: 2545–2566.
- Shamir, U. & Howard, C.** (1979). *Analytic Approach to Scheduling Pipe Replacement*, J. Am. Water Works Ass., 171(5), pp.248-258.
- Sigg L., Stumm W.** (1989). “*Aquatische Chemie*”, Verlag der Fachvereine, Zurich.
- Su, Y.C. Mays, L.W. Duan, N. & Lansey, K.E.** (1987). *Reliability based optimization model for water distribution systems*, J. Hydr. Engineering., ASCE, 114(12), pp.1539-1556.
- Sullivan, J.P.** (1982). *Maintaining aging systems-Boston’s approach*, J. Am. Water Works Assoc., 76, pp.554-559.
- Suzanne, P. Mallevalle, J.** (1993). “*Ottimo trattamento ma cattiva qualità dell’acqua. Dov’è il problema?*”, Studi Economici e Sociali, XXIX, aprile-giugno, 73-80.
- Walski, T.M. & Pelliccia, A.** (1980). *Economic analysis of water main breaks*, J. AWWA, 1982, 74(3), pp.140-147.
- Withers, B. and Vipond, S.** *Irrigation: design and practice*. 2nd ed. Cornell University Press, Ithaca, N.Y.
- Wricke, B. Petzoldt, H. Heiser, H. Bornmann, K.** (1996). “*NOM - Removal by Biofiltration after Ozonization - Results of a Pilot Plant Test*”, in “Advances in slow sand and alternative biological filtration”, Wiley, Chichester.

8. Il Modello Finale

Premessa

Nei precedenti capitoli, è stata inquadrata in dettaglio la tematica di ricerca, descrivendo le varie fasi di studio, analisi ed elaborazione dei dati.

In particolare, nel capitolo 3 sono state descritte le ipotesi di base generali del Modello, nel capitolo 7 sono stati presentati i 18 Modelli Singolarmente Variati.

Già nella (3.11) si presentava l'idea modellistica e poi successivamente nella (3.13) una sua variante adottata per favorire l'utilizzatore finale.

La (3.11) e la (3.13), pur se già commentate e presentate nel capitolo 3, vengono in questo capitolo "*Il Modello Finale*" richiamate e riproposte al fine di sviluppare ragionamenti di sintesi e nel contempo esplicitare i vari fattori della produttoria.

In questa sintetica *Premessa*, così come negli altri capitoli, si riporta un commento breve e di introduzione all'argomento.

Le (3.11) e le (3.13) basate sull'ipotesi di *indipendenza di azione* (vedi par. 3.2.1.2), si distinguono e si applicano in condizioni al contorno differenti.

La (3.11) costituisce la formulazione esaustiva del Modello, e si indicherà nel seguito con la dizione di *Modello Completo*, la cui applicazione è subordinata alla conoscenza contemporanea di tutte le informazioni richieste (18 informazioni = 18 variabili predittive).

La (3.13) costituisce la formulazione variata del Modello, e si indicherà nel seguito con la dizione di *Modello per l'Utilizzatore*, la cui applicazione è consentita anche in circostanze di una non totale conoscenza di tutte le informazioni e favorita dall'introduzione di opportuni fattori di controllo binari, anch'essi già presentati nei paragrafi richiamati.

Individuati i due Modelli, *Modello Completo* e *Modello per l'Utilizzatore*, entrambi dovevano essere rifiniti mediante una correzione legata al seguente aspetto.

Accade, talora, che una o più variabili predittive intervengano nella descrizione e nello sviluppo di un medesimo meccanismo di rottura.

Se ciascun parametro può essere considerato singolarmente nel modello univariato, stante l'ipotesi di indipendenza di azione, lo stesso se interviene in un meccanismo più generale di fallimento della condotta, al cui interno sono simultaneamente e contemporaneamente coinvolti altri parametri esaminati ed investigati, non può più necessariamente ritenersi sciolto dal contesto di azione combinato il cui effetto finale (rottura) è unico e inequivocabilmente legato al set di cause interagenti e parzialmente sovrapposte.

L'effetto finale di più variabili prodotto nel modello finale, deve essere considerato mediamente unico.

A tal fine, le corrispondenti funzioni di correzione, applicherebbero ripetute e ridondanti correzioni al valore medio mondiale ponderato del tasso di rottura, inficiando il risultato finale.

Il precedente ragionamento è stato tradotto e riportato nel Modello attraverso l'applicazione di medie geometriche pesate effettuate sulle funzioni di correzione interessate dal fenomeno.

Dettagli ed approfondimenti sulla tematica, vengono riportati nei paragrafi di questo capitolo.

8.1. Introduzione

Il Modello presentato è un modello non deterministico ma decisamente stocastico così come già largamente descritto nel cap. 3. Esso è costituito da una funzione di 19 variabili (18 variabili

fisiche, ambientali, caratteristiche del fluido convogliato) più una variabile di natura prettamente gestionale. Si riporta nella (8.1) la formulazione generale:

$$\Lambda = \Lambda(D, A, \dots) \cdot (f_{cE})^{-1} \quad (8.1)$$

L'individuazione e l'esistenza di un gruppo considerevole di variabili che inducono l'effetto più o meno variamente combinato della rottura del sistema acquedotto o di una sua parte (condotta) viene tradotto nel modello mediante l'ingresso di opportune funzioni di correzione ed inserite quali fattori di una produttoria:

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n [f_{ci}] \cdot (f_{cE})^{-1} \quad (8.2)$$

La (8.2) può essere ulteriormente esplicitata mediante la successiva (8.3):

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \underbrace{\prod_{i=1}^n [f_{ci}]}_{\substack{D \ A \ M \ P \ T \ S \ h \ t_a \ I_{F2} \ T_r \ U \ I_{F1} \ I_A \ S_c \ H \ Alc. \ d \ L_p \\ 1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8 \ 9 \ 10 \ 11 \ 12 \ 13 \ 14 \ 15 \ 16 \ 17 \ 18}} \cdot (f_{cE})^{-1} \quad (8.3)$$

Le singoli funzioni di correzione f_{ci} sono state sviluppate ed individuate nel precedente capitolo 7. La funzione di correzione è definita come un rapporto.

Il numeratore del rapporto rappresenta la curva di interpolazione migliore ottenuta, il denominatore il valore ponderato in media geometrica del corrispondente campione-estratto in seguito alla fase di ordinamento-accorpamento e trattamento in media mobile.

Le f_{ci} risultano note e sono state presentate nel capitolo 7.

La f_{cE} fattore di correzione gestionale non è nota a priori.

f_{cE} , inoltre, in circostanze di assoluta e totale non conoscenza delle informazioni richieste viene ad essere definita come il rapporto tra il tasso di rottura medio mondiale ponderato ed il tasso di rottura specifico del sistema esaminato.

In tal modo, esso viene considerato mediamente unitario nel caso del campione mondiale ma deve sostanzialmente ritenersi una incognita in altri casi.

Ciò premesso, la (8.3) risulta essere un'equazione in due incognite: Λ e f_{cE} .

Noto il parametro gestionale, è possibile stimare Λ , o viceversa noto Λ è possibile risalire al fattore di correzione gestionale.

Nell'ambito del successivo capitolo 9, si forniranno due applicazioni, l'una tesa a stimare il Λ , l'altra rivolta a valutare il parametro gestionale.

Le due applicazioni risultano, la prima effettuata sul DataBase, la seconda sui dati gentilmente concessi da un Ente Gestore; rispettivamente le due applicazioni vengono denominate:

1. Verifica Interna;
2. Test Esterno.

Per esse si descriverà più approfonditamente nel capitolo 9.

La (8.3) in funzione dei risultati ottenuti e conseguiti mediante la tecnica di regressione ponderata, a sua volta applicata a ciascun modello singolarmente variato, può essere esplicitata in tutti in sui fattori:

$$\Lambda = \overline{\Lambda}_m \cdot f_{c_D} \cdot f_{c_{m,A}} \cdot f_{c_M} \cdot f_{c_P} \cdot f_{c_T} \cdot f_{c_S} \cdot f_{c_h} \cdot f_{c_{t_a}} \cdot f_{c_{t_{FI}}} \cdot f_{c_{t_r}} \cdot f_{c_U} \cdot f_{c_{t_2}} \cdot f_{c_{t_A}} \cdot f_{c_{S_C}} \cdot f_{c_H} \cdot f_{c_{Alc.}} \cdot f_{c_d} \cdot f_{c_{L_p}} \cdot (f_{c_E})^{-1} \quad (8.4)$$

La (8.2) e la (8.4) consentono la seguente riflessione (anch'essa già descritta nel capitolo 3) ma qui rafforzata e resa analitica.

Il Modello al fine di considerare, in ogni caso, simultaneamente gli effetti prodotti dalle singole variabili, si fonda sull'applicazione della Meccanica Classica ed in particolare del principio di sovrapposizione degli effetti.

Tale principio viene riflesso nel Modello mediante la scelta dell'operatore di produttoria.

I singoli effetti dovuti alle varie cause generatrici di rottura, si intendono moltiplicativamente applicati al valore medio mondiale del tasso di rottura.

È interessante osservare, che eseguendo il logaritmo decimale di ambo i membri della (8.2), si ottiene:

$$\log_{10}(\Lambda) = \log_{10} \left\{ \overline{\Lambda}_m \cdot \prod_{i=1}^n [f_{c_i}] \cdot (f_{c_E})^{-1} \right\} \quad (8.5)$$

che può ulteriormente scriversi:

$$\log_{10}(\Lambda) = \log_{10} \left[\overline{\Lambda}_m \cdot f_{c_D} \cdot f_{c_{m,A}} \cdot f_{c_M} \cdot f_{c_P} \cdot f_{c_T} \cdot f_{c_S} \cdot f_{c_h} \cdot f_{c_{t_a}} \cdot f_{c_{t_{FI}}} \cdot f_{c_{t_r}} \cdot f_{c_U} \cdot f_{c_{t_2}} \cdot f_{c_{t_A}} \cdot f_{c_{S_C}} \cdot f_{c_H} \cdot f_{c_{Alc.}} \cdot f_{c_d} \cdot f_{c_{L_p}} \cdot (f_{c_E})^{-1} \right] \quad (8.6)$$

$$\log_{10}(\Lambda) = \log_{10}(\overline{\Lambda}_m) + \sum_{i=1}^{18} \log_{10}(f_{c_i}) - \log_{10}(f_{c_E}) \quad (8.7)$$

La (8.7) mostra, chiaramente, che il principio di sovrapposizione degli effetti si applica non più in termini moltiplicativi, bensì additivi al logaritmo decimale del tasso di rottura.

In particolare, se si pone:

$$\begin{cases} Y = \log_{10}(\Lambda) \\ Y_0 = \log_{10}(\overline{\Lambda}_m) \\ x_i = \log_{10}(f_{c_i}) \\ \psi = \log_{10}(f_{c_E}) \end{cases} \quad (8.8)$$

La (8.7) si riscrive:

$$Y = Y_0 + \sum_{i=1}^{18} x_i - \psi \quad (8.9)$$

La (8.9) dimostra che gli effetti indotti sulla Y nell'ambito del principio di sovrapposizione degli effetti si modificano da moltiplicativi ad additivi.

La caratteristica di linearizzabilità del modello, lo rende nella fattispecie estremamente versatile.

I singoli effetti non sono più fattori di una produttoria ma addendi di una somma algebrica.

In particolare, è da notare, che nella formulazione (8.9), le correzioni delle variabili predittive (18 variabili) tendono a sommarsi al valore Y_0 , mentre il parametro gestionale a sottrarsi.

Un livello gestionale alto (ψ elevato) tenderebbe a confinare e limitare a bassi valori il tasso di rottura, viceversa un livello gestionale scadente, (ψ molto basso) indurrebbe un effetto minimale in termini di correzione, al limite quasi trascurabile.

Una seconda osservazione direttamente connessa alla precedente mostra che per un assegnato acquedotto A da gestire, a parità di condizioni di deterioramento dell'infrastruttura, una efficace, efficiente e politicamente fondata gestione limita fortemente e marcatamente l'output del modello previsionale Y, viceversa una politica gestionale disordinata, superficiale, grossolana, in generale scadente, non riduce il fenomeno di deterioramento del sistema, piuttosto

esso, in questo secondo caso è destinato ad aumentare nel tempo (pur se nella (8.9) la variabile temporale non risulti contemplata).

Il valore predetto Y viene ad essere influenzato dalle correzioni applicate ad Y_0 mediante termini stocastici fisici d'errore (errori legati a fluttuazioni aleatorie, ragionevolmente causali) e rappresentati dalla sommatoria degli x_i ed ancora da un termine stocastico di errore sistematico (errore legato alla struttura gestionale pre-ordinata ed esistente, intimamente connessa al livello strumentale presente sul sistema, al livello culturale garantito dalla struttura societaria, ai portafogli di spesa concessi in generale alle Pubbliche Amministrazioni) che viene ad essere rappresentato dal termine ψ .

In definitiva, la (8.9) riflette con forza la potenza modellistica e riporta senza ombre il peso dei singoli effetti posti alla base della presente trattazione.

8.2. L'Esplicitazione del Modello Completo

Il paragrafo 8.1 ha fornito una serie di precisazioni, fondamentali ed importanti per comprendere maggiormente la funzionalità e la versatilità del Modello.

Nell'ambito di questo paragrafo si riporta l'esplicitazione della (8.4).

Prima di sostituire nella (8.4) tutte le funzioni di correzione e i singoli valori numerici individuati è necessario procedere all'accorpamento di alcune funzioni di correzione.

Accade, talora, che una o più variabili predittive intervengano nella descrizione e nello sviluppo di un medesimo meccanismo di rottura.

Se ciascun parametro può essere considerato singolarmente nel modello univariato, stante l'ipotesi di indipendenza di azione, lo stesso se interviene in un meccanismo più generale di fallimento della condotta, al cui interno sono simultaneamente e contemporaneamente coinvolti altri parametri esaminati ed investigati, non può più necessariamente ritenersi sciolto dal contesto di azione combinato il cui effetto finale (rottura) è unico e inequivocabilmente legato al set di cause interagenti e parzialmente sovrapposte.

L'effetto finale di più variabili prodotto nel modello finale, deve essere considerato mediamente unico.

A tal fine, le corrispondenti funzioni di correzione, applicherebbero ripetute e ridondanti correzioni al valore medio mondiale ponderato del tasso di rottura, inficiando il risultato finale.

Il precedente ragionamento è stato tradotto e riportato nel Modello attraverso l'applicazione di medie geometriche pesate¹ effettuate sulle funzioni di correzione interessate dal fenomeno.

Le funzioni di correzione che devono essere trattate con l'operatore di media geometrica risultano essere le seguenti:

- 1) funzione di correzione terreno con la funzione di correzione DIPRA;
- 2) funzioni di correzione (altezza di pioggia, temperatura aria, umidità);
- 3) funzioni di correzione degli indici di congelamento;
- 4) funzioni di correzione delle caratteristiche dell'acqua (indice di aggressività dell'acqua, alcalinità, durezza, contenuto in solfati).

Le funzioni di correzione di tipo 1) intervengono simultaneamente nello stesso fenomeno di rottura.

¹ Il termine pesate vuole intendere che i singoli fattori della media geometrica sono elevati ad un peso, il quale risulta sempre unitario nel caso del Modello Completo, risulta pari al fattore di controllo binario N_i nel caso del Modello per l'Utilizzatore.

La funzione di correzione con il terreno, specifica la categoria del terreno senza però dettagliare le sue caratteristiche pregnanti (vedi pH, potenziale redox, quantità di solfidi), viceversa la funzione di correzione DIPRA dettaglia le singole caratteristiche senza direttamente specificare la categoria di terreno. Le due correzioni, in tal senso, potenzialmente producono una correzione finale nel modello elevata al quadrato.

In maniera analoga, le variabili altezza di pioggia, temperatura dell'aria, umidità, schematizzano un processo unico nel quale esse intervengono; l'umidità del terreno ragionevolmente diminuisce se la piovosità della zona si riduce.

Tale riduzione è accelerata se le temperature sono elevate. Viceversa, se la piovosità della zona è elevata, (mediamente parlando, a qualsiasi temperatura), la corrispondente umidità del terreno aumenta. Tali ragionamenti sono naturalmente da intendersi in termini medi (dal momento che la combinazione delle 3 variabili dipende significativamente anche dall'area geografica studiata o interessata dall'analisi).

Le funzioni 3) sono sostanzialmente funzioni che tentano di descrivere lo stesso fenomeno (il carico da gelo sulle condotte, la profondità di penetrazione del gelo nel terreno), pur partendo da distinte definizioni interpretative della variabile che mira a tradurre l'aspetto della glaciazione.

Le stesse devono, anche in questo caso, essere opportunamente mediate.

Infine, le funzioni 4) introducono le correzioni legate alle caratteristiche del fluido convogliato, le quali, naturalmente, potrebbero presentarsi contemporaneamente.

Le 1), 2), 3) e 4) devono essere rimodellate mediante trattamento in media geometrica.

L'espressione finale del Modello Completo in seguito a tali ulteriori accorgimenti, viene fornita con la (8.10):

$$\Lambda = \bar{\Lambda}_m \cdot f_{c_D} \cdot f_{c_{m,A}} \cdot f_{c_M} \cdot f_{c_P} \cdot \sqrt{f_{c_T} \cdot f_{c_S}} \cdot \sqrt{f_{c_h} \cdot f_{c_a}} \cdot \sqrt{f_{c_U}} \cdot \sqrt{f_{c_{IF1}} \cdot f_{c_{IF2}}} \cdot f_{c_{T_r}} \cdot \sqrt{f_{c_{I_A}} \cdot f_{c_{S_C}} \cdot f_{c_H} \cdot f_{c_{Alc}}} \cdot f_{c_d} \cdot f_{c_{L_p}} \cdot (f_{c_E})^{-1} \quad (8.10)$$

nella quale possono essere esplicitate le singoli funzioni di correzione (8.11) riportate di seguito:

$$\Lambda = \bar{\Lambda}_m \cdot \left\{ \frac{\left[\left[a_{D_1} \cdot D^{b_{D_1}} \right] \cdot \left(c_{D_1} \cdot e^{d_{D_1} \cdot D} \right) \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)} \cdot \left(c_{D_E} \cdot e^{d_{D_E} \cdot D} \right)^{E(D)}}{\bar{\Lambda}_D} \right\} \cdot \left[\frac{\left(c_m \cdot e^{d_m \cdot A} \right)}{\bar{\Lambda}_{m,A}} \right] \cdot \left[\frac{\Lambda_M(M)}{\bar{\Lambda}_M} \right] \cdot \left[\frac{\left(c_p \cdot e^{d_p \cdot P} \right)}{\bar{\Lambda}_P} \right] \cdot \sqrt{\left[\frac{\Lambda_T(T)}{\bar{\Lambda}_T} \right] \cdot \left[\frac{\left(c_S \cdot e^{d_S \cdot S} \right)}{\bar{\Lambda}_S} \right]} \cdot \sqrt{\left[\frac{\left(c_h \cdot e^{d_h \cdot h} \right)}{\bar{\Lambda}_h} \right] \cdot \left[\frac{\left(c_a \cdot e^{d_a \cdot t_a} \right)}{\bar{\Lambda}_{t_a}} \right]} \cdot \left[\frac{\left(c_U \cdot e^{d_U \cdot (U+500)} \right)}{\bar{\Lambda}_U} \right] \cdot \sqrt{\left[\frac{\left(c_{IF1} \cdot e^{d_{IF1} \cdot I_{F1}} \right)}{\bar{\Lambda}_{IF1}} \right] \cdot \left[\frac{\left(c_{IF2} \cdot e^{d_{IF2} \cdot I_{F2}} \right)}{\bar{\Lambda}_{IF2}} \right]} \cdot \left[\frac{\Lambda_{T_r}(T_r)}{\bar{\Lambda}_{T_r}} \right] \cdot \left[\frac{\left(f_d \cdot e^{\frac{g_d}{d}} \right)}{\bar{\Lambda}_d} \right] \cdot \left[\frac{\Lambda_{L_p}(L_p)}{\bar{\Lambda}_{L_p}} \right] \cdot \sqrt{\left[\frac{\left(f_{I_A} \cdot e^{\frac{g_{I_A}}{I_A}} \right)}{\bar{\Lambda}_{I_A}} \right] \cdot \left[\frac{\left(a_{S_C} \cdot S^{b_{S_C}} \right) \cdot \left(f_{S_C} \cdot e^{\frac{g_{S_C}}{S_C}} \right)^{\left(\frac{1}{2} \right)}}{\bar{\Lambda}_{S_C}} \right]} \cdot \left[\frac{\left(f_H \cdot e^{\frac{g_H}{H}} \right)}{\bar{\Lambda}_H} \right] \cdot \left[\frac{\left(f_{Alc} \cdot e^{\frac{g_{Alc}}{Alc}} \right)}{\bar{\Lambda}_{Alc}} \right] \cdot [f_{c_E}]^{-1}$$

La (8.11) rappresenta la relazione del Modello Completo.

8.3. L'Esplicitazione del Modello per l'Utilizzatore

Premesso che tutte le osservazioni riportate nel paragrafo 8.2 possono essere parimenti estese anche a questo secondo Modello, si specifica che il Modello per l'Utilizzatore, costituisce la formulazione variata del Modello Completo.

La sua applicazione è consentita anche in circostanza di una non totale conoscenza di tutte le informazioni e favorita dall'introduzione di fattori di controllo binari, anch'essi già in precedenza discussi e presentati in questa Tesi.

Il Modello per l'Utilizzatore se da un lato, attraverso l'inserimento citato, può essere applicato anche in situazioni e condizioni di non completa conoscenza delle variabili predittive considerate in questa ricerca, dall'altro si limita a fornire un valore di tasso di rottura predetto certamente meno preciso e robusto.

Il Modello per l'Utilizzatore si candida a trovare un giusto compromesso tra la Complessità e l'Errore del Modello stesso.

In tale ottica, si potranno avere 4 situazioni distinte, tutte contemplate e contemplabili da tale Modello:

- 1) situazioni caratterizzate da un elevato livello di complessità e da un minimo errore modellistico;
- 2) situazioni caratterizzate da un elevato livello di complessità e da un massimo errore modellistico;
- 3) situazioni caratterizzate da un ridotto livello di complessità e da un minimo errore modellistico;
- 4) situazioni caratterizzate da un ridotto livello di complessità e da un massimo errore modellistico.

Le quattro situazioni appartengono al Modello per l'Utilizzatore.

Il numero di variabili predittive considerabili sposta la complessità del modello e contemporaneamente il corrispondente errore di predizione.

Definire in maniera univoca la complessità di un modello è cosa ardua.

Il Modello Completo potrebbe essere considerato molto complesso o probabilmente poco complesso in funzione del numero di variabili coinvolgibili e dalle strutture combinate con cui esse possono aggregarsi.

Un Modello è Completo per un Fenomeno e parzialmente Completo per un altro.

Un Modello è Utilizzabile in un Contesto Scientifico di Indagine avvalendosi di una minima complessità e richiedere diversamente in altre situazioni livelli di complessità più alti e riduzione se non schiacciamento al valore prossimo nullo degli errori commessi.

La Tesi prescinde certamente dalla trattazione di un argomento così vario, ampio, generale.

Le poche e brevi riflessioni mirano semplicemente a sottolineare che il Modello per l'Utilizzatore, in tal senso, coglie tali circostanze e le racchiude per poi esplicitarle e riproporle nei vari e differenti contesti di utilizzo.

Il Modello così variato, amplia la sua potenza di azione e applicazione agendo inevitabilmente sull'individuazione del <<giusto>> equilibrio tra complessità e semplicità, risultato esatto e/o incerto.

Il Modello per l'Utilizzatore è analiticamente descritto dalla:

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n [f_{c_i}]^{N_i} \cdot [f_{c_E}]^{N_{CE}} \quad (8.12)$$

La (8.12) può essere esplicitata nelle seguenti (8.13) e (8.14):

$$\Lambda = \Lambda_m \cdot \prod_{i=1}^n \left[f_{ci} (p_i) \right]^{N_i} \cdot [f_{ce}]^{N_{ce}} \quad (8.13)$$

$$\Lambda = \bar{\Lambda}_m \cdot f_{c_D}^{(N_D)} \cdot f_{c_{m,A}}^{(N_{m,A})} \cdot f_{c_M}^{(N_M)} \cdot f_{c_P}^{(N_P)} \cdot f_{c_T}^{(N_T)} \cdot f_{c_S}^{(N_S)} \cdot f_{c_h}^{(N_h)} \cdot f_{c_a}^{(N_a)} \cdot f_{c_{IF1}}^{(N_{IF1})} \cdot f_{c_{IF2}}^{(N_{IF2})} \cdot f_{c_U}^{(N_U)} \cdot f_{c_{I2}}^{(N_{I2})} \cdot f_{c_{IA}}^{(N_{IA})} \cdot f_{c_{SC}}^{(N_{SC})} \cdot f_{c_H}^{(N_H)} \cdot f_{c_{Alc}}^{(N_{Alc})} \cdot f_{c_d}^{(N_d)} \cdot f_{c_{Lp}}^{(N_{Lp})} \cdot f_{c_{Alc}}^{(N_{Alc})} \cdot f_{c_d}^{(N_d)} \cdot f_{c_{Lp}}^{(N_{Lp})} \cdot [f_{c_E}^{(N_E)}]^{-1} \quad (8.14)$$

Anche per il Modello per l'Utilizzatore valgono le correzioni prodotte in media geometrica sul gruppo delle 4 famiglie di variabili individuate che rientrano in medesimi processi di fallimento.

Si riporta nella (8.15) la corrispondente espressione analitica:

$$\Lambda = \bar{\Lambda}_m \cdot f_{c_D}^{(N_D)} \cdot f_{c_{m,A}}^{(N_{m,A})} \cdot f_{c_M}^{(N_M)} \cdot f_{c_P}^{(N_P)} \cdot \left[f_{c_T}^{(N_T)} \cdot f_{c_S}^{(N_S)} \cdot f_{c_h}^{(N_h)} \cdot f_{c_a}^{(N_a)} \cdot f_{c_U}^{(N_U)} \right] \cdot \left[f_{c_{IF1}}^{(N_{IF1})} \cdot f_{c_{IF2}}^{(N_{IF2})} \cdot f_{c_T}^{(N_T)} \cdot f_{c_{IA}}^{(N_{IA})} \cdot f_{c_{SC}}^{(N_{SC})} \cdot f_{c_H}^{(N_H)} \cdot f_{c_{Alc}}^{(N_{Alc})} \cdot f_{c_d}^{(N_d)} \cdot f_{c_{Lp}}^{(N_{Lp})} \cdot f_{c_E}^{(N_E)} \right]^{-1} \quad (8.15)$$

Le N_i sono rappresentative della conoscenza o meno di ciascuna delle variabili predittive presenti. Si pone $N_i = 0$ in assenza della variabile, e $N_i = 1$ in presenza della variabile.

Nella (8.15) si assume per convenzione che l'espressione matematica $\sqrt[0]{x^0}$, che di per sé è indefinita, nei casi in cui si presenti a seguito delle combinazioni delle N_i , valga esattamente 1.

La (8.15) può a questo punto essere esplosa nella seguente (8.16):

$$\Lambda = \bar{\Lambda}_m \cdot \left\{ \frac{\left[\left(a_{D_i} \cdot D^{b_{D_i}} \right) \cdot \left(c_{D_i} \cdot e^{d_{D_i} \cdot D} \right) \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)^{I(D)}} \cdot \left(c_{D_E} \cdot e^{d_{D_E} \cdot D} \right)^{E(D)}}{\bar{\Lambda}_D} \right\}^{(N_D)} \cdot \left[\frac{\left(c_m \cdot e^{d_{m,A}} \right)}{\bar{\Lambda}_{m,A}} \right]^{(N_{m,A})} \cdot \left[\frac{\Lambda_M(M)}{\bar{\Lambda}_M} \right]^{(N_M)} \cdot \left[\frac{\left(c_P \cdot e^{d_{P,P}} \right)}{\bar{\Lambda}_P} \right]^{(N_P)} \cdot \left[\frac{\Lambda_T(T)}{\bar{\Lambda}_T} \right]^{(N_T)} \cdot \left[\frac{\left(c_S \cdot e^{d_{S,S}} \right)}{\bar{\Lambda}_S} \right]^{(N_S)} \cdot \left[\frac{\left(c_h \cdot e^{d_{h,h}} \right)}{\bar{\Lambda}_h} \right]^{(N_h)} \cdot \left[\frac{\left(c_a \cdot e^{d_{a,a}} \right)}{\bar{\Lambda}_a} \right]^{(N_a)} \cdot \left[\frac{\left(c_U \cdot e^{d_{U,(U+500)}} \right)}{\bar{\Lambda}_U} \right]^{(N_U)} \cdot \left[\frac{\left(c_{IF1} \cdot e^{d_{IF1,I_{F1}}} \right)}{\bar{\Lambda}_{IF1}} \right]^{(N_{IF1})} \cdot \left[\frac{\left(c_{IF2} \cdot e^{d_{IF2,I_{F2}}} \right)}{\bar{\Lambda}_{IF2}} \right]^{(N_{IF2})} \cdot \left[\frac{\Lambda_T(T_r)}{\bar{\Lambda}_{T_r}} \right]^{(N_{T_r})} \cdot \left[\frac{\left(f_d \cdot e^{\frac{g_d}{d}} \right)}{\bar{\Lambda}_d} \right]^{(N_d)} \cdot \left[\frac{\Lambda_{Lp}(L_p)}{\bar{\Lambda}_{Lp}} \right]^{(N_{Lp})} \cdot \left[\frac{\left(f_{IA} \cdot e^{\frac{g_{IA}}{IA}} \right)}{\bar{\Lambda}_{IA}} \right]^{(N_{IA})} \cdot \left[\frac{\left(a_{SC} \cdot S_C^{b_{SC}} \right) \cdot \left(f_{SC} \cdot e^{\frac{g_{SC}}{S_C}} \right)}{\bar{\Lambda}_{SC}} \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)^{N_{SC}}} \cdot \left[\frac{\left(f_H \cdot e^{\frac{g_H}{H}} \right)}{\bar{\Lambda}_H} \right]^{(N_H)} \cdot \left[\frac{\left(f_{Alc} \cdot e^{\frac{g_{Alc}}{Alc}} \right)}{\bar{\Lambda}_{Alc}} \right]^{(N_{Alc})} \cdot [f_{c_E}]^{(N_E)}$$

La precedente può, altresì, essere più elegantemente espressa nella forma finale successiva ancora più compatta (8.17):

$$\Lambda = \overline{\Lambda}_m \cdot \left\{ \frac{\left\{ \left[\left(a_{D_1} \cdot D^{b_{D_1}} \right) \cdot \left(c_{D_1} \cdot e^{d_{D_1} \cdot D} \right) \right]^{\left(\frac{1}{2} \right)} \right\}^{I(D)} \cdot \left(c_{D_E} \cdot e^{d_{D_E} \cdot D} \right)^{E(D)}}{\overline{\Lambda}_D} \right\}^{(N_D)} \cdot \left\{ \left[\frac{c_m \cdot e^{d_m \cdot A}}{\overline{\Lambda}_{m,A}} \right] \right\}^{(N_{m,A})} \cdot \left[\frac{\Lambda_M(M)}{\overline{\Lambda}_M} \right]^{(N_M)} \cdot \left[\frac{c_p \cdot e^{d_p \cdot P}}{\overline{\Lambda}_P} \right]^{(N_P)} \cdot \left\{ \left[\frac{\Lambda_T(T)}{\overline{\Lambda}_T} \right]^{(N_T)} \cdot \left[\frac{c_s \cdot e^{d_s \cdot S}}{\overline{\Lambda}_S} \right]^{(N_S)} \right\}^{[(N_T)+(N_S)]^{-1}} \cdot \left\{ \left[\frac{c_h \cdot e^{d_h \cdot h}}{\overline{\Lambda}_h} \right]^{(N_h)} \cdot \left[\frac{c_{t_i} \cdot e^{d_{t_i} \cdot t_i}}{\overline{\Lambda}_{t_i}} \right]^{(N_{t_i})} \cdot \left[\frac{c_U \cdot e^{d_U \cdot (U+500)}}{\overline{\Lambda}_U} \right]^{(N_U)} \right\}^{[(N_h)+(N_{t_i})+(N_U)]^{-1}} \cdot \left\{ \left[\frac{c_{I_{F1}} \cdot e^{d_{I_{F1}} \cdot I_{F1}}}{\overline{\Lambda}_{I_{F1}}} \right]^{(N_{I_{F1}})} \cdot \left[\frac{c_{I_{F2}} \cdot e^{d_{I_{F2}} \cdot I_{F2}}}{\overline{\Lambda}_{I_{F2}}} \right]^{(N_{I_{F2}})} \right\}^{[(N_{I_{F1}})+(N_{I_{F2}})]^{-1}} \cdot \left[\frac{\Lambda_{T_r}(T_r)}{\overline{\Lambda}_{T_r}} \right]^{(N_{T_r})} \cdot \left[\frac{f_d \cdot e^{\frac{g_d}{d}}}{\overline{\Lambda}_d} \right]^{(N_d)} \cdot \left[\frac{\Lambda_{L_p}(L_p)}{\overline{\Lambda}_{L_p}} \right]^{(N_{L_p})} \cdot \left\{ \left[\frac{f_{I_A} \cdot e^{\frac{g_{I_A}}{I_A}}}{\overline{\Lambda}_{I_A}} \right]^{(N_{I_A})} \cdot \left[\frac{(a_{S_C} \cdot S_C^{b_{S_C}}) \cdot \left(f_{S_C} \cdot e^{\frac{g_{S_C}}{S_C}} \right)^{\left(\frac{1}{2} \right)}}{\overline{\Lambda}_{S_C}} \right]^{(N_{S_C})} \cdot \left[\frac{f_H \cdot e^{\frac{g_H}{H}}}{\overline{\Lambda}_H} \right]^{(N_H)} \cdot \left[\frac{f_{Alc} \cdot e^{\frac{g_{Alc}}{Alc}}}{\overline{\Lambda}_{Alc}} \right]^{(N_{Alc})} \right\}^{[(N_{I_A})+(N_{S_C})+(N_H)+(N_{Alc})]^{-1}} \cdot [f_{c_E}]^{(N_E)}$$

La (8.16) o equivalentemente la (8.17) rappresentano le relazioni finali del Modello per l'Utilizzatore.

Se tutti i parametri N_i sono pari all'unità e pertanto conosciuti, la (8.16), (8.17) ridiventano la (8.11). In questo modo, il Modello Completo è da considerarsi un sotto caso del Modello per l'Utilizzatore.

Nel presente capitolo sono stati riportati approfondimenti legati alla costruzione dei Modelli Completo e per l'Utilizzatore, focalizzando l'attenzione su alcuni elementi pregnanti e di sintesi finale. L'inquadramento modellistico finale di entrambi fornisce indispensabili arricchimenti e necessarie riflessioni generali al fine di comprendere maggiormente l'applicabilità e la versatilità dei Modelli.

9. Verifiche e Applicazioni

9.1. Premessa

Si vuole in questo Capitolo effettuare una serie di test che possano costituire in piccola parte un sostegno al Modello e in larga parte una prima serie di possibili applicazioni.

Si chiarisce a-priori che una verifica di tipo standard del Modello stesso non è al momento ipotizzabile.

Al fine di ottenere il DataBase più ampio possibile, sono stati presi in considerazione tutti i dati di letteratura di cui si era riusciti a venire in possesso fino alla data in cui si è deciso di fermare il "reperimento dati" per dare luogo ad un DataBase stabile su cui lavorare.

Questo arresto è stato deciso il più tardi possibile proprio allo scopo di avere a disposizione il DataBase più ampio possibile.

Individuato il DataBase ed il corrispondente ModelBase, nell'ambito di una Verifica e di un Test del Modello, sono ipotizzabili quattro differenti livelli di azione/simulazione che vengono di seguito descritti per crescente difficoltà esecutiva e/o operativa.

Livello primo. Una prima modalità di controllo potrebbe essere effettuata all'interno dei dati già disponibili per verificare se eventuali modalità "bivariate" o "multivariate" della implementazione dei dati stessi nel Modello non abbiano a generare significative distorsioni nei suoi output rispetto al Modello quasi del tutto "univariato" proposto.

C'è, altresì, da osservare che una situazione in cui l'analisi "univariata" certamente sarebbe stata carente è stata già individuata nel caso di dipendenza da età e materiale; ed è questo proprio l'unico caso in cui si è adottata una analisi "bivariata".

Livello secondo. Una seconda modalità di controllo del Modello potrebbe essere quella di approfondire e conseguentemente sfruttare i risultati di cui si dirà nel successivo paragrafo 9.2 al fine di modellare, in qualche maniera, anche il parametro di Gestione per verificare se in tal modo possa risultare possibile diminuirne la aleatorietà.

Livello terzo. Una terza verifica di tipo standard del Modello ad esempio potrebbe essere effettuata costruendo un *Secondo DataBase* indipendente dal precedente ed applicando ad esso le stesse modalità matematiche già utilizzate in modo da ottenere un *Secondo Modello*.

Questo *Secondo Modello* dovrebbe differire dal primo soltanto per la statistica dei dati di partenza; e quindi si dovrebbe effettuare un confronto fra di essi per valutare se le differenze che si vengano a riscontrare possano essere attribuite unicamente alla statistica dei dati di partenza ovvero possano suggerire eventuali carenze della metodologia di organizzazione del Modello stesso.

Livello quarto. Una quarta modalità di controllo e di esecuzione di un test completo del Modello, invece, richiederebbe e necessiterebbe la costruzione di un *Terzo DataBase* esaustivo e saturo di tutte le informazioni (variabili predittive) individuate ed utilizzate nel contesto di questa ricerca.

In questo caso, un tale DataBase (Terzo) risponderebbe pienamente al soddisfacimento del test completo. Un siffatto DataBase non sarebbe, però, desumibile dalla vasta Letteratura Tecnica consultata di recente in quanto non confacente a tale specifica esigenza.

Presumibilmente, questo *Terzo DataBase* sarebbe realizzabile attraverso una cooperazione e collaborazione collettiva degli Enti Gestori a scala planetaria e mondiale.

Azioni, progetti e attività di tale misura, nonché di tale portata, sono caratteristiche di Organizzazioni internazionali pre-costituite che possono promuoverle non solo a livello locale ma in forma ampiamente distribuita.

Organizzazioni Internazionali come le Nazioni Unite (O.N.U.) fungerebbero, altresì, da antenna di ricezione e supporto per la successiva e rapida divulgazione delle informazioni acquisite.

É chiaro che tutte queste tipologie di verifica richiedono tempi eccezionalmente lunghi.

Inoltre essi, più che una vera e propria verifica, presumibilmente porterebbero in automatico ad un miglioramento del Modello stesso, ragione per cui si ritiene di volercisi applicare comunque in tempi a venire.

É opportuno peraltro segnalare che l'applicazione del Modello a singole realtà i cui dati non abbiano contribuito alla sua costruzione sarebbe priva di valore probante, in un senso o nell'altro. Tale circostanza dipende da due cause fondamentali.

La prima è costituita dal fatto che il Modello prevede 18 parametri (e dall'esame vastissimo della letteratura che è stato effettuato si spera di poter affermare che non ve ne siano altri di significativa rilevanza): nei dati disponibili in genere dall'analisi di singole situazioni il numero di parametri disponibili è sempre molto minore e quindi qualsiasi calcolo previsionale fatto con il Modello sarà comunque carente di molti dati e quindi non potrà che portare a previsioni approssimate.

La seconda causa è costituita dalla esistenza, pure in eventuale ipotetica conoscenza di tutti e 18 i fattori fisici presenti nel Modello, del fattore di correzione "gestionale" f_{CE} che al momento risulta caso per caso sconosciuto e in conoscibile e quindi da solo può generare deviazioni fra le previsioni del Modello e i valori che effettivamente si vanno a riscontrare.

Tutto ciò significa che il modello attualmente può essere utilizzato o come linea di tendenza di quanto ci si aspetterebbe di trovare sulla base dei dati disponibili, o come indicazione della dipendenza che statisticamente possiamo attenderci da particolari parametri o anche insieme di parametri, ovvero, infine, come indicatore di larga massima dei valori di rottura che ci si può ragionevolmente attendere in un acquedotto e dunque per confronto come indicatore di larga massima delle prestazioni di un singolo acquedotto.

Pertanto, nel seguito ci si dedicherà ad alcune possibili verifiche ed applicazioni all'interno dei precedenti ragionamenti, sostanzialmente ricadenti nei livelli primo e secondo.

9.2. Verifica della ipotesi di "trattamento sociale dei pesi"

Ai fini della verifica di cui al titolo del paragrafo è opportuno preliminarmente riprendere quanto espresso nel paragrafo 5.2.6.3.

<<La presenza in larga parte di sistemi acquedottistici provenienti da zone del mondo con un alto livello industriale, è certamente indizio che la gestione degli stessi sistemi sia fortemente orientata anche ad una loro attenta misurazione e contemporanea divulgazione dei dati raccolti.

Viceversa, la presenza in misura ridotta di sistemi acquedottistici geograficamente posizionati in aree del mondo più povere e in senso lato meno sviluppate, pone in maniera decisa due ordini di problemi: il primo relativo alla possibilità di adottare sufficienti politiche di misurazione e controllo dei sistemi, ed in secondo luogo pone in primo piano la difficoltà di raggiungere spazi culturali dedicati e con facilità divulgati. I due meccanismi, se contemporaneamente presenti, riducono drasticamente la probabilità di intercettare durante le fasi di una ricerca così ampia ed estesa dati di queste aree del globo rispetto alle aree più ricche.

In altri termini, i sistemi acquedottistici, o per meglio dire, i dati dei sistemi, non verrebbero individuati ed inseriti casualmente in fase di costruzione di un data-base siffatto, ma risulterebbero influenzati da motivazioni e fenomeni che trascendono il problema di interesse.

In particolare, quelli appartenenti a realtà evolute comparirebbero in letteratura in misura più massiccia di quanto il loro reale peso in termini di dimensioni e presenza dell'acquedotto richiederebbe per avere una statistica veritiera.

In questo contesto, la presenza più o meno varia di sistemi idrici <poveri> risulterebbe pressoché annullata dalla massiccia presenza di dati appartenenti a sistemi idrici <ricchi>.

L'equilibrio, in tal senso deve essere ricostituito.

Al fine della ricostituzione dell'equilibrio, si è osservato che i programmi di calcolo statistico disponibili hanno spesso la possibilità di effettuare operazioni pesate (come serve a noi) e talvolta consentono di elevare i pesi ad un opportuno parametro di correzione "n".

Con quest'ultima correzione, se "n" è maggiore dell'unità, i pesi maggiori vengono ad incidere ancora più fortemente sui risultati finali rispetto a quelli minori; se invece "n" è minore dell'unità, allora l'incidenza dei pesi maggiori viene attenuata a vantaggio della incidenza dei pesi minori.

Nel nostro caso si ha una chiara sopravvalutazione dei pesi maggiori, che devono essere "riallineati". Risulterà pertanto opportuno assegnare un esponente "n" correttivo di valore opportuno minore dell'unità. Volendo ragionare a spanne, si potrebbe d'acchitto pensare ad un valore quale ad esempio 1/2 (cioè ragionare secondo una radice quadrata). Si è però pensato ad una modalità più fondata.

Si è partiti pertanto dalla espressione della media aritmetica pesata mondiale generale dei tassi di rottura. Questa media è costituita dal rapporto tra la somma dei prodotti dei singoli tassi di rottura moltiplicati per i rispettivi pesi e la somma dei semplici pesi.

Nei prodotti del numeratore i tassi di rottura potrebbero essere suddivisi nel loro valore medio addizionato alla loro variazione rispetto al valore medio.

Così facendo la reale influenza di ciascun dato nei confronti della media generale sarebbe rapportabile al prodotto della sua deviazione per il peso corrispondente. Si dovrebbe supporre che, mediamente parlando, le singole influenze così valutate, poiché sono pesate, dovrebbero contribuire in misura non dissimile tra loro nella valutazione finale.

In effetti si riscontra che ciò non vale.

Se si confrontano i massimi scostamenti possibili con segno positivo (sistemi in realtà poco evoluti = massimi tassi di rottura moltiplicati per pesi minimi) con i massimi scostamenti possibili con segno negativo (sistemi in realtà molto evoluti = minimi tassi di rottura moltiplicati per pesi massimi), si può constatare che con i pesi finora attribuiti l'influenza dei secondi supera nettissimamente l'influenza dei primi: ciò è proprio dovuto al peso osservativo troppo basso che le realtà poco sviluppate riescono a fornire nel DataBase mondiale rispetto alla loro reale estensione chilometrica.

Si può allora cercare di definire un esponente "n" di correzione tale da eguagliare l'influenza tra loro dei due fattori estremi. Il valore "n" scaturito da questo ragionamento è stato pari a 0,4711, valore che è stato appunto adottato per il riallineamento socio-economico dei pesi.

È molto interessante e confortante la circostanza che tale esponente di riallineamento sia molto vicino a quel 0,5 ipotizzato "alla buona" precedentemente.

Ai fini di una verifica delle ipotesi poste a base delle considerazioni lì effettuate, si può sottolineare la circostanza che l'ipotesi di base su cui ci si è mossi è stata che sistemi acquedottistici con larghi valori di peso (ancora senza la correzione "sociale") presumibilmente appartengono a nazioni o agglomerati geografici socialmente più evoluti e quindi hanno al loro interno un ulteriore elemento di bias che li fa pesare ancora più del dovuto.

Inoltre, a questa prima ipotesi si aggiunge la ulteriore ipotesi che i suddetti sistemi, in quanto appartenenti a nazioni o agglomerati sociali più evoluti, solo per tale ragione hanno anche dei valori di tasso di rottura mediamente più bassi.

Il combinato disposto delle due ipotesi di base porta alla ulteriore conclusione che i sistemi acquedottistici con larghi valori di peso (ancora senza la correzione "sociale") debbano presentare dei tassi di rottura mediamente più bassi degli altri, e ovviamente viceversa.

Si è voluto qui controllare questa ipotesi.

A tal fine sono state prese in considerazione 94 delle pubblicazioni contenenti il valore di Λ , scelte con il criterio di poter attribuire ai loro dati una collocazione geografica omogenea, e dunque di poter attribuire il loro Λ medio alla suddetta collocazione geografica omogenea.

Calcolati allora i Λ medi di tali pubblicazioni, essi sono stati diagrammati in fig. 9.1 in funzione dei pesi complessivi corrispondenti (ancora senza la correzione "sociale") al fine di verificare il previsto andamento discendente della curva che li viene a rappresentare.

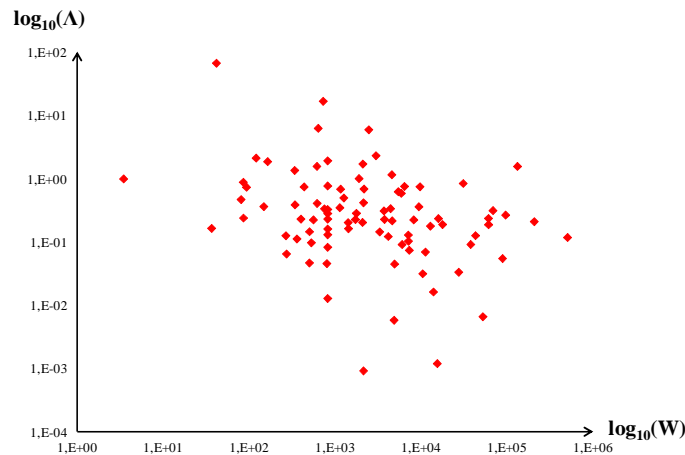


Figura 9.1 Diagramma a dispersione logaritmico dei tassi di rottura medi per pubblicazione in funzione dei pesi complessivi.

Si può certamente constatare l'andamento di un trend discendente. Al fine di rendere più chiara la situazione, si è proceduto a ripresentare i dati stessi dopo un loro accorpamento in media mobile con passo 3 come mostrato in fig. 9.2.

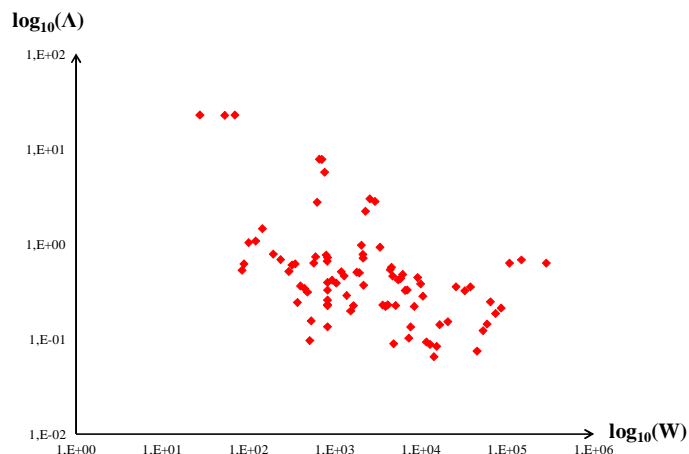


Figura 9.2 Diagramma a dispersione logaritmico dei tassi di rottura medi per pubblicazione in funzione dei pesi complessivi (in media mobile $k=3$).

Si può certamente constatare che l'andamento discendente della funzione interpolante $\Lambda(w)$ risulta ancora più marcato e chiaro.

9.3. La Verifica Interna

É stato effettuato un controllo, tutto "interno" al Modello, di quanto l'uso del Modello stesso possa diminuire la "dispersione" tra i dati sperimentali e i dati di previsione rispetto alla "dispersione" tra i dati sperimentali e il loro valore medio mondiale.

Si è già avuto modo di ricordare che la media generale pesata di tutti i tassi di rottura disponibili risulta pari a 0,3352.

Ai fini della verifica interna è stata dunque calcolata anche la “dispersione” dei dati sperimentali rispetto a tale valore medio.

Questa “dispersione” è stata calcolata con le usuali tecniche del calcolo della deviazione standard pesata, scegliendo come pesi il loro quadrato.

In effetti in letteratura (*Madansky A. et al.*)¹ sono presenti proposte di calcolo della deviazione standard effettuate mediante i pesi elevati al quadrato. In particolare, è stato effettuato sia il calcolo con i pesi diretti sia il calcolo con i pesi al quadrato. Questo secondo calcolo ha fornito valori finali più bassi del primo, e si è deciso di definire come “dispersione” questo secondo valore ottenuto. In particolare, tale valore è risultato pari a 0,3580.

Ai fini del calcolo della “dispersione” delle previsioni si è riscritta l’espressione del Modello per l’utente sostituendo però al denominatore di ciascuna funzione di correzione il valore medio mondiale dei tassi di rottura in luogo del valore medio dei tassi di rottura relativi al parametro implicato nella specifica funzione di correzione. Questa operazione equivale ad inserire in luogo della funzione di correzione direttamente l’espressione della funzione di regressione di volta in volta ritrovata, e conseguentemente fa avvicinare al massimo possibile i dati di previsione ai dati sperimentali: essa pertanto ci porta alla previsione migliore possibile rispetto a quanto si potrebbe mai ottenere in un processo di previsione ordinario.

Ciò fatto sono stati inseriti i parametri noti in relazione a ciascuna delle righe disponibili del DataBase. I valori di previsione così ottenuti sono stati sottratti dai rispettivi dati sperimentali per ottenere la “dispersione” del singolo dato sperimentale rispetto al proprio dato di previsione, e di tali differenze è stata calcolata la media quadratica pesata con i pesi al quadrato.

Il risultato finale è la “dispersione” dei dati sperimentali rispetto ai dati di previsione, ed è risultata pari a 0,3333, ovviamente minore di 0,3580.

Per farsi un’idea della situazione, si è passati alle varianze, che sono i veri valori che giocano in queste problematiche. Le due varianze corrispondenti alle precedenti “dispersioni” valgono rispettivamente 0,1282 e 0,1111.

La diminuzione della seconda rispetto alla prima risulta dunque pari a 0,0171.

Ora tale (attesa) diminuzione di varianza è stata ottenuta avendo avuto la possibilità di inserire nella formula previsionale soltanto pochi parametri rispetto ai 18 presenti nella formula. Un’analisi su tutto il DataBase ha mostrato che il numero medio di parametri disponibili per ogni riga è di appena 2,1728. Ciò in linea di approssimazione significa che ogni 2,1728 parametri la varianza della dispersione si riduce di una quantità pari a 0,0171.

Un’analisi più accurata mostra, peraltro, che il numero di parametri realmente indipendenti disponibili è pari a 12 piuttosto che 18 a causa degli accorpamenti effettuati fra parametri con lo stesso significato fisico.

Di conseguenza, estrapolando il ragionamento, si può, sempre in linea di approssimazione, affermare che, ove mai si avesse a disposizione l’interezza dei 12 parametri per ogni dato, la varianza finale tra dati sperimentali e dati di previsione potrebbe scendere fino al valore di 0,0338 come riportato nella (9.1):

$$0,1282 - 0,0171 \cdot \left(\frac{12}{2,1728} \right) = 0,0338 \quad (9.1)$$

¹ Si riporta la specifica citazione di letteratura nel corpo del testo. Essendo, anche in questo caso, l’argomento molto vasto, per ulteriori approfondimenti si rimanda alle più numerose *references* riportate al termine del capitolo nella Bibliografia dedicata.

La conseguente “dispersione” risulta pari a 0,1837, pari all’aliquota 0,5481 del valore medio dei dati sperimentali (cioè circa alla loro metà). Questa “dispersione” residua è ineliminabile, dipende in gran parte dalla problematica della efficienza di gestione, e in qualche modo rappresenta il limite inferiore di dispersione che potremmo sopporre di raggiungere in una operazione di previsione reale effettuata tramite il Modello.

9.4. Il Test Esterno

9.4.1. L’Ente Gestore

Il Test Esterno, così denominato, è stato effettuato sui dati, gentilmente concessi dalla Società Alto Calore Servizi. L’Alto Calore Servizi S.p.a. gestisce il servizio di captazione, adduzione e distribuzione di acqua potabile per 130 Comuni soci delle province di Avellino e Benevento, nonché quello fognario e depurativo a favore di una popolazione di circa 580’000 abitanti.

Nata, come Consorzio nel 1938, tra trentasei Comuni delle medesime Province, l’odierna Società è passata attraverso numerose trasformazioni: da Consorzio, ad Azienda speciale, a Consorzio multiservizi, fino all’attuale status giuridico di Società per Azioni costituita il 13 maggio 2003.

I soci sono costituiti da 130 Comuni delle province di Avellino e Benevento.

I dati più interessanti che caratterizzano l’attuale gestione dell’ACS sono:

- popolazione servita: 580’000 abitanti circa;
- area territoriale gestita: 3’330 km²;
- lunghezza della rete di adduzione gestita: oltre 1’000 km;
- lunghezza della rete di distribuzione gestita: oltre 4’500 km;
- portata complessiva erogata: 2,1 m³/s;
- opere di captazione (sorgenti e pozzi): 197;
- centrali di sollevamento (pozzi e stazioni di rilancio):180;
- 35 impianti di depurazione (di cui 3 comprensoriali);
- acqua trattata all’anno: oltre 9 milioni di m³;

La Società offre direttamente nel territorio di competenza tutti i servizi del Ciclo Integrato delle Acque di cui alla legge n.36/94 e alla L.R. Campania n.14/97.

In particolare la Società provvede alle attività di:

- captazione idrica;
- adduzione idrica;
- distribuzione di acqua potabile;
- fognatura, relativa sia ai collettori, che a reti di smaltimento cittadine, per complessivi 634 km;
- depurazione delle acque reflue;
- controllo delle acque potabili e reflue, espletato attraverso due laboratori propri.

La Società espleta, inoltre, altre attività di servizio e di interesse collettivo, quali:

- progettazione di tutta l’attività di competenza;
- espropriazione;

- tutela e salvaguardia ambientale, anche mediante la proposizione e la realizzazione di interventi a tutela del territorio;
- monitoraggio dei parametri ambientali con particolare riferimento a quelli idrogeologici;
- telecontrollo dei parametri idraulici con riferimento parziale al solo acquedotto esterno.

9.4.2. L'Applicazione numerica

Il Test Esterno è stato effettuato sui dati della Società Alto Calore Servizi.

L'applicazione numerica è stata eseguita a scala di sistema/rete interessando 130 reti comunali delle province di Avellino e Benevento.

La finestra temporale media indagata è pari al periodo [2000;2012].

Il periodo di osservazione varia per ogni rete, ma ricade sempre nell'intervallo riportato.

L'Ente gestisce circa 5'500 km di condotte (adduzione e distribuzione).

La somma totale delle lunghezze fornite delle reti esaminate conduceva ad un valore di circa 4'602 km. Per i comuni per i quali non si possedeva il valore dell'estensione della rete, è stato assegnato il valore medio aritmetico delle reti.

La coincidenza dei due valori di lunghezza è stata ottenuta con uno studio specifico di una rete specifica. La rete idrica scelta per l'approfondimento è stata la rete idrica di Atripalda, comune in provincia di Avellino, con una popolazione di 11'594 abitanti ed una estensione di 9,5 km². Dalle planimetrie cartacee della rete idrica in scala 1:5000 e in scala 1:2000 è stata ridisegnata, in formato dwg, una corrispondente planimetria digitale.

L'analisi della rete si è arrestata ad un grado di conoscenza di livello secondario.

A tale livello di indagine non sono stati considerati i numerosi allacci presenti sulle varie condotte. L'acquisizione è passata anche attraverso la descrizione dei due impianti di sollevamento e dei due serbatoi presenti all'interno del sistema, recuperando informazioni relative alla prevalenza, alle caratteristiche elettriche delle pompe (tensione, numero di giri caratteristico, etc.), volume di invaso, caratteristiche geometriche del sistema.

Il problema di ricostruire quanto più fedelmente possibile l'identikit della rete e dunque di ciascuna condotta di cui essa è costituita, è stato programmato al fine di ottenere un valore finale di lunghezza della rete credibile, ma soprattutto realistico.

La differenza di circa 900 km tra i due dati ufficialmente forniti era sostanzialmente legata alla natura dei dati. I valori di chilometraggio, retrodatati per lo più, rappresentavano, presumibilmente, le lunghezze della sola rete urbana.

Era necessario determinare l'aliquota di rete rurale.

Si è ritenuto plausibile adottare quale valore maggiorativo di ciascuna rete, il coefficiente Ω ottenuto come rapporto tra la lunghezza globale del sistema Alto Calore e la lunghezza acquisita, indicandole rispettivamente con $L_{A.C.}$ e $L_{acq.}$; si ottiene:

$$\Omega = \frac{L_{A.C.}}{L_{acq.}} \quad (9.2)$$

Il valore di Ω è risultato pari a 1,1951.

Per ciascun comune, la lunghezza totale della rete L_{ti} è per definizione la somma della lunghezza urbana e della lunghezza rurale.

Indicando con L_{i-u} la lunghezza della rete urbana e con L_{i-r} , la lunghezza della rete rurale, si ottiene:

$$L_{ti} = L_{i-u} + L_{i-r} \quad (9.3)$$

In definitiva la L_{i-r} è ottenuta applicando l'ultima delle (9.4):

$$\begin{aligned} L_{ti} &= L_{i-u} + L_{i-r} \\ L_{ti} &= \Omega \cdot L_{i-u} \\ \Omega \cdot L_{i-u} &= L_{i-u} + L_{i-r} \\ L_{i-r} &= (\Omega - 1) \cdot L_{i-u} \end{aligned} \quad (9.4)$$

Stimate le L_{ti} , si è, altresì, verificato che:

$$\sum_{i=1}^{130} L_{ti} = L_{A.C.} \quad (9.5)$$

Soddisfatta la (9.5), si è proceduto alla determinazione delle rotture avvenute per singola rete.

La consultazione dei verbali aziendali cartacei di avvenuta riparazione delle condotte, (consultazione avvenuta solo per un numero limitato di comuni (21 comuni ivi compreso il comune di Atripalda) e per periodi temporali differenti), ha consentito di stimare l'aliquota reale delle rotture, imputabili a cause differenti, a partire dal numero degli interventi.

Tale aliquota indicata con τ è risultata pari a 0,88.

Il 12% degli interventi rappresentano operazioni di gestione di altri manufatti idraulici, o più in generale di assets infrastrutturali ma non riconducibili ad operazioni sulle condotte.

Si riportano nella tabella (9.1), i dati consultati per ciascun Comune riscontrati nei verbali:

Comune	Inizio periodo	Fine Periodo	Dati	Anni
Aiello del Sabato	07/12/2010	23/11/2011	36	0,9616
Atripalda	23/01/2000	30/12/2011	1241	11,9425
Cesinali	06/12/2010	18/11/2011	17	0,9507
Contrada	17/12/2010	31/12/2011	19	1,0384
Mercogliano	15/12/2010	12/09/2011	17	0,7425
Monteforte	10/12/2010	13/12/2011	20	1,0082
Montoro Inferiore	22/11/2010	29/12/2011	31	1,1014
Montoro Superiore	23/11/2010	23/12/2011	45	1,0822
Ospedaletto	03/07/2004	16/12/2011	147	7,4575
Pietrastornina	18/11/2010	30/12/2011	120	1,1151
Rocbascerana	16/12/2010	28/12/2011	92	1,0329
San Michele di Serino	14/12/2010	24/11/2011	14	0,9452
Santa Lucia di Serino	20/11/2010	15/11/2011	7	0,9863
Sant'Angelo a Scala	02/12/2010	15/10/2011	16	0,8685
Santo Stefano del Sole	19/11/2010	27/12/2011	31	1,1041
Sirignano	15/12/2010	18/06/2011	8	0,5068
Summonte	23/11/2010	07/12/2011	48	1,0384
Forino	29/01/2011	31/12/2011	48	0,9205
Mugnano del Cardinale	28/01/2011	21/12/2011	21	0,8959
Quadrelle	11/03/2011	04/07/2011	5	0,3151
Avellino	05/02/2002	17/12/2011	1500	9,8685

Tabella 9.1 Dati degli interventi acquisiti dai verbali di avvenuta riparazione per singolo Comune. Viene, altresì, riportato il periodo temporale esaminato espresso anche in anni.

Tramite il fattore τ , si è proceduto a ricalcolare il valore aggiornato di rotture per tutte le altre reti. Noto il numero <<reale>> di rotture r , noto il valore degli interventi I , nota la lunghezza della rete L_{ti} e noto il periodo di osservazione, per ciascun Comune, sono stati stimati i corrispondenti tassi di rottura $\Lambda_{A.C.}$ dell'Alto Calore:

$$\Lambda_{A.C.} = \frac{\tau \cdot I}{\Omega \cdot L_{i-u} \cdot T} \quad (9.6)$$

dove:

$\Lambda_{A.C.}$ tasso rottura a scala di rete per assegnato comune;

τ aliquota delle rotture sulle condotte;

Ω coefficiente incrementale della lunghezza urbana della rete;

L_{i-u} lunghezza urbana della rete;

T periodo di osservazione.

indicando con:

$$\theta = \frac{\tau}{\Omega} \quad (9.7)$$

la (9.6) può riformularsi:

$$\Lambda_{A.C.} = \theta \cdot \frac{I}{L_{i-u} \cdot T} \quad (9.8)$$

Stimati i tassi di rottura a scala di rete, non possedendo nessuna informazione legata a variabili predittive, si è proceduto all'applicazione del Modello per l'Utilizzatore, applicando la (8.16) o equivalentemente la (8.17). Nella fattispecie, le precedenti si riscrivono:

$$\Lambda_{A.C.} = \bar{\Lambda}_m \cdot [f_{c_E}^{(N_E)}]^{-1} \quad (9.9)$$

attraverso la (9.9) ponendo $N_E=1$.

Effettuando nella (9.9) le relative sostituzioni, si ottiene:

$$\begin{aligned} \theta_i \cdot \frac{I_i}{(L_{i-u} \cdot T)_i} &= \bar{\Lambda}_m \cdot [f_{c_{Ei}}^{(N_E)}]^{-1} \\ f_{c_{Ei}} &= \frac{\bar{\Lambda}_m}{\theta_i \cdot \frac{I_i}{(L_{i-u} \cdot T)_i}} = \frac{\bar{\Lambda}_m \cdot (L_{i-u} \cdot T)_i}{\theta_i \cdot I_i} \end{aligned} \quad (9.10)$$

ponendo:

$$w_i = (L_{i-u} \cdot T)_i \quad (9.11)$$

avendo indicato con w_i il peso per ogni comune, la (9.10) viene riscritta nel seguente modo:

$$\begin{aligned} \theta_i \cdot \frac{I_i}{w_i} &= \bar{\Lambda}_m \cdot [f_{c_{Ei}}^{(N_E)}]^{-1} \\ f_{c_{Ei}} &= \frac{\bar{\Lambda}_m}{\theta_i \cdot \frac{I_i}{w_i}} = \frac{\bar{\Lambda}_m \cdot w_i}{\theta_i \cdot I_i} \end{aligned} \quad (9.12)$$

La (9.12) stima la funzione di correzione gestionale per ciascuna rete aziendale.

$\bar{\Lambda}_m$ si ricorda essere pari a 0,3352 rotture/km·anno.

Nella tabella 9.2 si riportano i risultati finali. Note le funzioni di correzione per ciascuna rete, si calcola successivamente la funzione di correzione a scala di Ente Gestore. \bar{f}_c viene stimato mediante l'operatore di media armonica ponderata, scegliendo come pesi i w_i .

$$\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{f_{ci}}} \quad (9.13)$$

La (9.13) può essere riscritta nella (9.14):

$$\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{\frac{\bar{\Lambda}_m \cdot w_i}{\theta_i \cdot I_i}}} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\theta_i \cdot I_i}{\bar{\Lambda}_m}} \quad (9.14)$$

Il valore medio ponderato $\bar{\Lambda}_{A.C.}$ per l'Ente è risultato pari a 1,1003; il valore di \bar{f}_c pari invece a 0,3046.

N.ro	Comune	L km	anni a	rotture	$\Delta_{A.C.}$	f_d	N.ro	Comune	L km	anni a	rotture	$\Delta_{A.C.}$	f_d
1	Aiello del Sabato	29,8769	4,3643	397	3,0463	0,1100	66	Paduli	76,8434	11	361	0,4268	0,7853
2	Airola	42,3077	9	572	1,5028	0,2230	67	Pago del Vallo di Lauro	9,5606	11,4076	35	0,3176	1,0555
3	Altavilla Irpina	23,9015	11,4076	383	1,4053	0,2385	68	Pago Veiano	34,1792	11	724	1,9270	0,1740
4	Amorosi	42,3077	5	641	3,0291	0,1107	69	Pannarano	9,5606	8	502	6,5664	0,0510
5	Apice	59,5148	11	458	0,6999	0,4789	70	Paolisi	17,9261	9	64	0,3981	0,8421
6	Apolloso	32,8646	11	563	1,5569	0,2153	71	Parolise	17,9261	6	89	0,8319	0,4029
7	Ariano Irpino	358,5229	8	2218	0,7734	0,4334	72	Paternopoli	53,7784	8	481	1,1187	0,2996
8	Arpaese	29,6379	11	328	1,0071	0,3328	73	Pesco Sannita	41,3496	11	320	0,7044	0,4759
9	Atripalda	54,7218	12	911	1,3870	0,2417	74	Petraro Irpino	7,1705	11,4076	44	0,5381	0,6229
10	Avellino	168,5058	9,9710	1841	1,0957	0,3059	75	Pietradefusi	41,8277	6	476	1,8977	0,1766
11	Bonea	32,8646	11	137	0,3793	0,8838	76	Pietrastornina	33,4621	2,7218	845	9,2781	0,0361
12	Bonito	33,4621	8	190	0,7089	0,4728	77	Pietrelcina	41,3496	11	677	1,4881	0,2253
13	Bucciano	42,3077	11	68	0,1458	2,2998	78	Pontelandolfo	62,8610	9	869	1,5357	0,2183
14	Buonalbergo	36,8084	11	415	1,0248	0,3271	79	Prata Principato Ultra	16,7311	11,4076	281	1,4707	0,2279
15	Calvi	76,8434	11	640	0,7572	0,4427	80	Pratola Serra	28,6818	11,4076	385	1,1755	0,2852
16	Campolattaro	41,2301	11	621	1,3683	0,2450	81	Quadrelle	5,9754	7,6532	74	1,6110	0,2081
17	Candida	11,9508	6	82	1,1372	0,2948	82	Quindici	11,9508	11,4076	98	0,7199	0,4656
18	Capriglia Irpina	33,4621	11,4076	472	1,2363	0,2711	83	Reino	52,9419	9	935	1,9627	0,1708
19	Castelbaronia	21,5114	8	111	0,6457	0,5191	84	Rocca San Felice	19,1212	8	353	2,3067	0,1453
20	Castellfranci	150,5796	8	229	0,1899	1,7652	85	Roccasecenera	18,2847	3,0363	851	15,3226	0,0219
21	Castelvenero	26,8892	11	443	1,4979	0,2238	86	Rotondi	28,2038	11	123	0,3977	0,8428
22	Castelvetro sul Calore	41,8277	8	445	1,3284	0,2523	87	S. Angelo a Cupolo	76,8434	11	531	0,6283	0,5335
23	Ceppaloni	46,2495	11	1141	2,2425	0,1495	88	S. Arcangelo T.	54,0175	11	316	0,5319	0,6302
24	Cervinara	42,7837	11	393	0,8341	0,4019	89	S. Croce del S.	40,0351	11	597	1,3567	0,2471
25	Cesinali	17,9261	5,3294	276	2,8908	0,1160	90	S. Giorgio del Sannio	27,0087	11	916	3,0846	0,1087
26	Chianche	14,3409	11,4076	106	0,6484	0,5170	91	S. Leucio del S.	41,3496	11	553	1,2152	0,2758
27	Chiusano S. Domenico	47,8031	6,0000	319	1,1120	0,3014	92	S. Lorenzo M.	31,3110	11	162	0,4693	0,7142
28	Contrada	15,5360	4,6925	195	2,6699	0,1255	93	S. Martino Sannita	61,9050	11	149	0,2183	1,5355
29	Domicella	13,1458	11,4076	64	0,4283	0,7827	94	S. Martino V.C.	34,0597	11	814	2,1726	0,1543
30	Durazzano	54,7345	11	121	0,2002	1,6747	95	S. Nazario	24,4991	11	160	0,5944	0,5639
31	Faichio	42,3077	9	851	2,2343	0,1500	96	S. Nicola Manfredi	40,3936	11	463	1,0426	0,3215
32	Flumeri	47,8031	8	325	0,8491	0,3948	97	S. Sossio B.	53,7784	8	313	0,7279	0,4605
33	Fontanarosa	29,8769	7	656	3,1364	0,1069	98	Salza Irpina	29,8769	6	71	0,3985	0,8411
34	Forino	31,4305	4,2217	377	2,8424	0,1179	99	San Mango sul Calore	31,0720	6	242	1,2966	0,2585
35	Frigento	71,7046	7	502	1,0006	0,3350	100	San Michele di Serino	7,1705	6,6360	232	4,8691	0,0688
36	Gesualdo	83,6554	7	305	0,5212	0,6431	101	San Nicola Baronia	17,9261	8	47	0,3271	1,0249
37	Greci	14,3409	8	113	0,9875	0,3394	102	San Potito Ultra	11,9508	6	125	1,7410	0,1925
38	Grottaminarda	71,7046	8	553	0,9636	0,3479	103	Santa Lucia di Serino	8,3655	7,6456	98	1,5379	0,2180
39	Grottolella	48,9981	11,4076	429	0,7668	0,4371	104	Santa Paolina	65,7292	11,2317	849	1,1495	0,2916
40	Guardia Sanframondi	46,4885	11	1260	2,4638	0,1361	105	Sant'Andrea di Conza	143,4092	8	115	0,1000	3,3518
41	Lapio	25,0966	6	112	0,7428	0,4513	106	Sant'Angelo a Scala	7,1705	4,5206	223	6,8902	0,0486
42	Lauro	15,5360	11,4076	141	0,7940	0,4222	107	Sant'Angelo all'Esca	59,7538	7	157	0,3761	0,8913
43	Lioni	95,6061	8	621	0,8114	0,4131	108	Sant'Angelo di L.	11,9508	8	849	8,8760	0,0378
44	Luogosano	23,9015	7	165	0,9877	0,3394	109	Santo Stefano del S.	20,3163	4,3643	416	4,6970	0,0714
45	Manocalzati	59,7538	6	310	0,8655	0,3873	110	Savignano I.	23,9015	8	245	1,2831	0,2612
46	Marzano di Nola	3,5852	11,4076	20	0,4940	0,6785	111	Scampitella	14,3409	8	203	1,7737	0,1890
47	Melito Irpino	29,8769	8	330	1,3797	0,2430	112	Sirignano	27,4868	5,8956	73	0,4531	0,7398
48	Mercogliano	27,4868	5,0935	378	2,6971	0,1243	113	Solopaca	41,4692	9	1037	2,7783	0,1206
49	Mirabella Eclano	71,7046	8	666	1,1611	0,2887	114	Sorbo Serpico	21,5114	6	56	0,4305	0,7786
50	Montaguto	8,3655	8	88	1,3154	0,2548	115	Sturmo	59,7538	8	849	1,7752	0,1888
51	Montecalvo Irpino	77,6800	8	592	0,9522	0,3520	116	Summonte	27,4868	3,4117	252	2,6880	0,1247
52	Montefalcione	57,3637	6	516	1,4990	0,2236	117	Taurano	16,7311	11,4076	82	0,4272	0,7846
53	Monteforte Irpino	55,5711	4,8824	246	0,9080	0,3692	118	Taurasi	47,8031	8	242	0,6340	0,5287
54	Montefredane	31,0720	11,4076	395	1,1156	0,3005	119	Teora	65,7292	8	232	0,4419	0,7586
55	Montefusco	47,8031	11,4076	309	0,5664	0,5919	120	Torella dei Lombardi	71,7046	8	460	0,8026	0,4177
56	Montella	35,8523	8	439	1,5297	0,2191	121	Torre Le Nocelle	29,8769	6	163	0,9097	0,3685
57	Montemarano	59,7538	8	617	1,2906	0,2597	122	Torrioni	13,1458	11,2317	159	1,0801	0,3103
58	Montemiletto	74,0947	10,7317	661	0,8313	0,4032	123	Trevico	29,8769	8	124	0,5193	0,6455
59	Montesarchio	93,6940	11	784	0,7611	0,4404	124	Tufo	14,3409	11,4076	244	1,4909	0,2248
60	Montoro Inferiore	24,4991	4,2217	367	3,5438	0,0946	125	Vallesaccarda	14,3409	8	165	1,4403	0,2327
61	Montoro Superiore	19,1212	3,6612	550	7,8567	0,0427	126	Venticano	37,0474	6	364	1,6361	0,2049
62	Moschiano	7,1705	11,4076	51	0,6263	0,5352	127	Villamaina	35,8523	7	88	0,3508	0,9556
63	Mugnano del Cardinale	21,5114	5,5948	193	1,6006	0,2094	128	Villanova del B.	37,7883	8	438	1,4489	0,2313
64	Nusco	155,3599	8	455	0,3664	0,9150	129	Voltura Irpina	47,8031	8	387	1,0114	0,3314
65	Ospedaletto d'Alpinolo	14,3409	8,0681	338	2,9207	0,1148	130	Zungoli	23,9015	8	187	0,9774	0,3429

Tabella 9.2 Tassi di rottura e funzioni di correzione gestionale per singola rete aziendale.

Per \bar{f}_c è stata valutata anche la deviazione standard $\sigma_{\bar{f}_c}$ e la deviazione standard della media $\delta_{\bar{f}_c}$.

La prima stimata mediante tecnica pesata, la seconda mediante tecnica semplice. $\sigma_{\bar{f}_c}$ è risultata pari a 1,5155; $\delta_{\bar{f}_c} = 0,1329$.

Bibliografia

- Bevington, P.R.** (1969). *Data Reduction and Error Analysis for the Physical Sciences*. McGraw-Hill.
- Cook, R.D. & Weisberg, S.** (1982). *Residuals and Influence in Regression*. Chapman & Hall.
- Elden, L. Wittmeyer-Koch L. and Nielsen, H.B.** (2004). *Introduction to Numerical Computation – analysis and MATLAB illustrations*. Studentlitteratur.
- Gershensfeld, N.** (1999). *The Nature of Mathematical Modeling*. Cambridge University Press.
- Golub, G.H. and van Loan, C.F.** (1996). *Matrix Computations*, Third Edition. Johns Hopkins University Press.
- Hastie, T. Tibshirani, R. and Friedman, J.** (2009). *The Elements of Statistical Learning: Data Mining, Inference and Prediction*. Second Edition. Springer.
- Jensen, A.B.O.** (2002). *Numerical Weather Predictions for Network RTK*. Publication Series 4, volume 10. National Survey and Cadastre, Denmark.
- Knuth, Donald E.** (1998). *Seminumerical Algorithms*, volume 2 of The Art of Computer Programming, chapter 4.2.2, page 232. Addison-Wesley, Boston, third edition.
- Madansky, A. Alexander H.G.B.** *Weighted Standard Error and its Impact on Significance Testing*
- Madsen, K. Nielsen, H.B. and Tingleff, O.** (1999). *Methods for Non-Linear Least Squares Problems*. Informatics and Mathematical Modelling, Technical University of Denmark.
- McCullagh, P. and Nelder, J.** (1989). *Generalized Linear Models*. Chapman & Hall. London, U.K.
- Rice, J.A.** (1995). *Mathematical Statistics and Data Analysis*. Second Edition. Duxbury Press.
- Strang, G.** (1980). *Linear Algebra and its Applications*. Second Edition. Academic Press.
- Strang, G. and Borre, K.** (1997). *Linear Algebra, Geodesy, and GPS*. Wellesley-Cambridge Press.
- Venable, W.N. & Ripley, B.D.** (1999). *Modern Applied Statistics with S-PLUS*. Third Edition. Springer.
- Wasserman, Larry** (2006). *All of Nonparametric Statistics*. Berlin: Springer-Verlag.
- Weisstein, Eric W.** *Sample variance computation*. From Mathworld, a Wolfram web resource, <http://mathworld.wolfram.com/SampleVarianceComputation.html>.

10. Conclusioni

10.1. Premessa

Il problema delle perdite idriche nei sistemi di distribuzione ha assunto con il passare degli anni una rilevanza sempre maggiore nell'ambito della gestione delle reti acquedottistiche.

Strettamente connessa al problema perdite è la valutazione delle rotture.

Tali rotture infatti, oltre a portare ad un'ingente perdita della risorsa in questione, sono la causa più diretta di interruzione del servizio e di conseguenza influenzano il grado di soddisfazione dell'utente.

Posto quindi il giusto accento sul problema dell'entità delle rotture, considerata la scarsità e la limitatezza della risorsa in oggetto, in questo lavoro di ricerca ci si è prefissati l'obiettivo di definire un modello fisico-matematico che, a partire da un insieme di variabili fisico-chimiche ritenute significative nei processi di deterioramento, riuscisse a definire il numero di rotture per chilometro e per anno (tasso di rottura) che ci si può attendere nelle condotte acquedottistiche di volta in volta prese in considerazione.

10.2. I Risultati

Gli obiettivi prefissati dalla ricerca possono ragionevolmente considerarsi raggiunti.

In particolare i risultati ottenuti orbitano intorno a tre parole chiave: DataBase, Modello, Gestione.

Il DataBase. Il primo risultato è stato quello della definizione puntuale dei parametri fisico-chimici da considerare in fase di predizione del tasso di rottura.

Il secondo risultato è stato quello di ottenere un DataBase di tassi di rottura delle condotte acquedottistiche di Numerosità e Dimensionalità dei dati affatto eccezionali e presumibilmente unico in letteratura.

Il Modello. Il modello proposto si candida a descrivere totalmente o parzialmente i numerosi fenomeni che determinano il deterioramento dei sistemi di distribuzione ed adduzione idrica.

Inoltre, la predizione dei tassi di rottura, essendo basata su di un insieme di dati numerosi e di livello mondiale, risulta essere molto significativa rispetto a formulazioni di letteratura fondate su data-set ridotti. In particolare, il Modello fornisce quelle che possono essere ritenute previsioni affidabili, nel loro valore medio, del tasso di rottura delle condotte acquedottistiche in relazione alla conoscenza di un numero maggiore o minore dei parametri fisico-chimici caratteristici dell'acquedotto considerato e dell'ambiente in cui esso opera.

Il Modello individuato è un Modello stocastico, esplicativo, fisicamente basato, multi-variables.

Il Modello traduce matematicamente, attraverso un numero importante di variabili fisico-chimiche nonché una gestionale (19 variabili in tutto), la complessità del fenomeno indagato.

È, altresì, da segnalare che i risultati che possono essere estrapolati dal modello in relazione alla descrizione delle specifiche relazioni fra i tassi di rottura e i singoli determinati parametri fisico-chimici sono fortemente in linea con quelli della letteratura teorica di settore.

In particolare, le leggi di struttura esponenziale o di potenza che sono state adoperate riescono ad interpretare, fedelmente e con rispetto, le condizioni fisiche ed ingegneristiche che dettano i vincoli e talora limitano i campi di estrapolazione.

La ricerca ha fornito due tipologie di Modelli: il Modello Completo e il Modello per l'Utilizzatore. Il primo rappresenta il Modello che contiene tutte le 19 variabili di cui si è detto prima, e che quindi esplicita in via completa la dipendenza del tasso di rottura da tali variabili; il secondo, invece, rappresenta una esplicitazione del precedente per un suo utilizzo ovviamente più approssimato anche nel caso (praticamente sempre) in cui un certo numero maggiore o minore delle suddette variabili non sia disponibile.

Gestione. Il Modello proposto fornisce la possibilità di individuare in maniera puntuale la bontà della gestione e di poterla confrontare con il livello gestionale mondiale. La effettiva attuazione di tale possibilità presuppone peraltro la necessità di una esaustiva campagna di acquisizione dati per l'applicazione del modello completo, anche se entro certi livelli la suddetta individuazione è possibile con un certo livello di plausibilità anche in mancanza di alcuni dati.

È evidente che una tale conoscenza, oltre a costituire un retroterra teorico di indubbia profondità, contribuisce a migliorare i criteri decisionali di intervento nonché la politica gestionale dell'infrastruttura e a garantire, altresì, determinati standard di efficienza, efficacia ed economicità.

10.3. Ulteriori considerazioni

Ulteriori considerazioni a valle delle verifiche e degli approfondimenti effettuati fanno emergere tre riflessioni di carattere generale.

La prima. Un test di un siffatto Modello introdurrebbe la necessità della costruzione almeno di un *Secondo DataBase* di caratteristiche analoghe a quelle già utilizzate. Questo *Secondo DataBase* permetterebbe di individuare un Secondo Modello e di confrontare i corrispondenti risultati con il Modello Attuale al fine di paragonare statisticamente i valori previsti e di verificare la metodologia modellistica posta alla base della trattazione scientifica.

La seconda. Un test completo del Modello, invece, richiederebbe e necessiterebbe la costruzione di un *Terzo DataBase* esaustivo e saturo di tutte le informazioni (variabili predittive) individuate ed utilizzate nel contesto di questa ricerca.

In questo caso, un tale DataBase (Terzo) risponderebbe pienamente al soddisfacimento del test completo. Un siffatto DataBase non sarebbe, però, desumibile dalla vasta Letteratura Tecnica consultata di recente in quanto non confacente a tale specifica esigenza.

Presumibilmente, questo *Terzo DataBase* sarebbe realizzabile attraverso una cooperazione e collaborazione collettiva degli Enti Gestori a scala planetaria e mondiale.

Azioni, progetti e attività di tale misura, nonché di tale portata, sono caratteristiche di Organizzazioni internazionali pre-costituite che possono promuoverle non solo a livello locale ma in forma ampiamente distribuita.

Organizzazioni Internazionali come le Nazioni Unite (O.N.U.) fungerebbero, altresì, da antenna di ricezione e supporto per la successiva e rapida divulgazione delle informazioni acquisite.

La terza. È anche da sottolineare la bontà statistica del Modello, nonostante l'applicabilità ad un contesto di informazioni certamente e nettamente inferiori al valore massimo di variabili introducibili in fase di predizione modellistica.

Il numero di gradi di libertà con cui è stato possibile eseguire un test che è stato chiamato di verifica interna (mirato ad esplicitare l'abbassamento della dispersione dei dati sperimentali rispetto alle previsioni del Modello in rapporto alla dispersione rispetto al loro valore medio) risulta, mediamente, pari a circa 1/6 del numero max di gradi di libertà contemplabili e modellizzati.

L'estrapolazione al numero di dati inseribili nel Modello ha fornito, come risultato finale (nel caso siano disponibili i valori di tutte le 18 variabili fisico-chimiche contemplate), circa un dimezzamento della predetta dispersione.

10.4. Sviluppi futuri

Il Modello proposto ed individuato è robusto, complesso, semplice, versatile.

Pertanto, in un percorso di ricerca, non è sempre possibile esaurire nell'immediato tutte le combinazioni, tutte le riflessioni, contemplare più ipotesi di lavoro.

In tale ottica, sono auspicabili azioni tese al miglioramento del Modello.

L'azione di miglioramento può mirare ad approfondire singoli aspetti, talune tematiche.

Approfondimenti successivi, allo stato attuale delle conoscenze, potrebbero essere così strutturabili:

1. arricchimento ed Aggiornamento del *Primo DataBase* (posto alla base delle elaborazioni della presente ricerca) in particolare a partire dalla consultazione della ancora più recente letteratura tematica prodotta in seguito all'arresto della fase di raccolta dati;
2. archiviazione e Costruzione di un *Secondo DataBase* per le esigenze precisate nel paragrafo 10.3. Tale *Secondo DataBase* potrebbe avere le premesse nella consultazione di bacini informativi (sperabilmente informatizzati) di uno o più Enti Gestori al fine di possedere caratteristiche di variabilità geografica e territoriale;
3. analisi georeferenziata dei tassi di rottura a scala continentale, nazionale, regionale;
4. studio della funzione di correzione gestionale, sia attraverso alcune relazioni interne proprie del Modello stesso, ma anche attraverso una correlazione con specifici indicatori econometrici e/o finanziari;
5. introduzione degli intervalli di confidenza nei *single models* e di nuove tecniche pesate per l'analisi statistica;
6. trattamento matematico innovativo degli zeri nelle serie indagate;
7. sviluppo di modelli bivariati mediante tecniche di regressione lineare (SPSS);
8. sviluppo di modelli univariati e bivariati mediante l'ausilio di tecniche di regressione non lineare (Genetic Algorithms, ANN Reti Neurali).

Si ritiene che gli otto punti individuati possano contribuire notevolmente e fortemente al miglioramento del Modello.

Prospettive

Nell'ottica di migliorare il risultato della ricerca, il Candidato, i Relatori e il Controrelatore si rendono disponibili per avviare collaborazioni con altri Atenei, Centri di Ricerca, Centri Studi, Enti Gestori.

Si riportano di seguito i riferimenti di posta elettronica.

Prof. Ing. Guelfo Pulci Doria

Naples University Federico II/Department of Civil, Construction and Environmental Engineering
Via Claudio 21, Naples, Italy;
Phone: +39 (0) 81/7683456/60
Fax: +39 (0) 81/5938936
e-mail: guelfo.pulcidoria@unina.it

Prof. Ing. Paola Gualtieri

Naples University Federico II/Department of Civil, Construction and Environmental Engineering
Via Claudio 21, Naples, Italy;
Phone: +39 (0) 81/7683456/60
Fax: +39 (0) 81/5938936
e-mail: paola.gualtieri@unina.it

dott. ing. Vincenzo Esposito

Società Alto Calore Servizi S.p.A.
Già Vice-Direttore Generale
Via Andreano Di Ruggiero n°2, Atripalda (AV)
(00393457612035)
e-mail: ing.vesp@virgilio.it

dott. ing. Federico Dell'Orfano

Naples University Federico II/Department of Civil, Construction and Environmental Engineering
Via Claudio 21, Naples, Italy;
Phone: (00393487049085)
e-mail: federico.dellorfano@unina.it
fede.dellorfano@alice.it

Appendice

La presente Appendice intende approfondire due aspetti intimamente connessi al problema delle rotture delle condotte acquedottistiche:

1. il fenomeno della corrosione;
2. la protezione catodica degli acquedotti.

Essa è costituita di due parti. La PRIMA che fa il punto sullo stato attuale della normativa tecnica nazionale, europea ed internazionale applicabile al settore della protezione contro la corrosione, con particolare riferimento alla protezione catodica delle strutture metalliche a contatto nei diversi ambienti. La SECONDA che introduce, approfondisce e dettaglia le problematiche dei due punti precedenti (corrosione e protezione catodica), analizzando, altresì, aspetti dell'argomento da un punto di vista chimico, fisico ed elettrico.

Appendice – PARTE PRIMA

A.1. Introduzione

Per ciò che concerne la protezione catodica va innanzitutto ricordato che gli acquedotti, a differenza dei gasdotti e degli oleodotti, non sono soggetti ad obblighi derivanti dalle disposizioni vigenti, esistono infatti solo degli indirizzi in merito e per di più rivolti solo alla protezione passiva. In tale contesto, gli Enti morali come l'APCE e NACE ITALIA consigliano e si fanno promotori dell'estensione delle direttive vigenti anche agli acquedotti.

Il problema della protezione catodica delle condotte di acciaio interrate, costituenti gli acquedotti di grandi e piccoli diametri è molto sentito ed importante perché alti sono i costi ed ingenti sono i danni in tutto il mondo derivanti dai processi corrosivi.

Così come il gas, notoriamente pericoloso, anche l'acqua è in grado di procurare, in maniera silente, crolli e/o allagamenti esponendo così a grossi rischi sia le vite umane sia le strutture utilizzate.

Molti Enti o Aziende distributrici di questo prezioso bene primario hanno già sperimentato perdite per corrosione che in alcuni casi si aggirano intorno al 40% della portata; perdite che in questo particolare momento di crisi assumono enorme rilevanza ai fini economici ed occupazionali e che, quindi, le Società non possono assolutamente permettersi.

Per questa ragione, pur mancando l'obbligatorietà per le condotte che trasportano acqua, alcune Società stanno già provvedendo alla protezione catodica.

Per quel che concerne le reti idriche, si vogliono evidenziare tre temi di grande rilievo:

- tema politico che riguarda gli aspetti finanziari e normativi;
- tema culturale relativo alla formazione dei giovani;
- tema tecnico che riguarda le condotte di grandi diametri.

Le Istituzioni Politiche e Legislative dovrebbero preoccuparsi di rendere obbligatorio non solo lo studio sull'aggressività dei terreni e le conseguenze sulle tubazioni d'acciaio, ma anche la protezione catodica di tipo attivo.

Questa attività deve accompagnarsi ad un'attività normativa che regolamenti il tutto.

Un altro incisivo ed auspicabile provvedimento legislativo dovrebbe essere quello di obbligare, chi riceve finanziamenti per la realizzazione e ristrutturazione di reti idriche, a

destinarne una percentuale seppur minima alle opere di difesa dalla corrosione e/o al loro mantenimento in efficienza nel tempo.

Il secondo punto (il tema culturale) è un'azione di importanza strategica. In uno scenario dove la produzione di beni e servizi vede spostare il baricentro verso Oriente e dove, invece, gli Stati Occidentali, Europa per prima, sono alla ricerca di una riconversione delle professioni, perché non investire in un ambito così importante, che tra l'altro brucia un patrimonio stimato in miliardi di euro all'anno tra acquedotti, ponti, edifici ed opere in acciaio in genere.

Nell'ottica dell'ottimizzazione dei sistemi, tale aspetto, da non sottovalutare, condurrebbe le infrastrutture metalliche (nella fattispecie gli acquedotti) a livelli di servizio più elevati e contribuirebbe, altresì, alla rimessa in moto dell'economia nonché al rilancio di un settore strategico e fondamentale per la società civile.

Infine, introducendo il terzo tema, si deve sottolineare che pur effettuata con impianti e tecnologie del tutto analoghe a quelle adoperate per reti di diametri più modesti, la protezione catodica dei diametri più grandi presenta alcuni aspetti e peculiarità che devono essere tenute in debita considerazione da parte dei progettisti, dei realizzatori dell'opera e anche e soprattutto dai Gestori degli impianti di protezione catodica.

Tale necessità deriva non solo dalla maggiore affidabilità che si deve assicurare alle condotte di grande diametro in relazione al loro costo ed alle esigenze economiche e sociali che devono soddisfare, ma anche da considerazioni di ordine economico relative ai costi della protezione che in alcuni casi possono orientare le scelte progettuali, in particolare per quanto riguarda la profondità di posa delle tubazioni.

È importante fare cenno, ora, ad alcuni aspetti per impostare correttamente la problematica posta dai grandi diametri nell'attuazione della protezione catodica.

Per una più ragionevole comprensione dei problemi accennati, è necessario introdurre alcuni concetti fondamentali della teoria della protezione catodica (la quale sarà maggiormente approfondita nella seconda parte dell'Appendice), e principalmente dal punto di vista elettrico.

La protezione catodica consiste nel contrastare la corrente anodica erogata dalle pile di corrosione, con corrente impressa nell'ambito corrosivo ed inviata alla superficie del metallo da proteggere, alla quale si associa proporzionalmente la velocità del fenomeno corrosivo.

Affinché la protezione sia certa ed efficace, è necessario che in ogni punto della superficie, la densità di corrente di protezione risulti maggiore o uguale alla massima densità di corrente anodica esistente sulla superficie di una tubazione.

Avviene, che con coperture grandi (altezza tra generatrice superiore e piano campagna) la densità di corrente si ripartisce uniformemente sulla superficie della tubazione, mentre con coperture piccole rispetto al diametro della condotta, la zona che riguarda la generatrice superiore risulta svantaggiata perché riceve meno corrente di protezione.

Quanto affermato, è anche frutto di studi ed esperienze di campo maturate da più Autori, durante le quali si è riscontrato, in una condizione di interro insufficiente rispetto al diametro della condotta (pochi/qualche cm di copertura), un divario tra il potenziale tubo/terra rilevato sulla generatrice superiore e quello rilevato sulla generatrice inferiore.

Questo divario, comporta non solo la non protezione della condotta sulla parte superiore, ma il rischio, che, nel tentativo di migliorare tale valore, aumentando la corrente di protezione, si vada ad interferire con le strutture vicine, procurando, altresì, alla propria struttura, il distacco del rivestimento (dal momento che aumenta la produzione di idrogeno tra quest'ultimo e il metallo). Pertanto, considerando che per realizzare la protezione catodica di una superficie metallica, occorre assicurare in ogni punto di essa almeno il valore della densità di corrente necessaria alla polarizzazione, alla luce di quanto precedentemente esposto, si riflette che un'analisi attenta è doverosa anche in sede di progettazione e non solo di gestione e di

manutenzione. Segue nel paragrafo successivo un inquadramento generale della Normazione nel settore della protezione dei materiali metallici.

A.2. Stato Attuale della Normativa Tecnica

Il campo di applicazione principale della protezione catodica è quello della protezione della superficie esterna delle condotte metalliche interrate o immerse utilizzate per il trasporto di acqua, gas, prodotti petroliferi, etc.

In misura non trascurabile la protezione catodica si applica anche ad altre strutture metalliche quali i serbatoi, i cavi con guaina metallica per la teletrasmissione e per il trasporto di energia elettrica, le fondazioni metalliche di strutture industriali, le installazioni off-shore, gli scafi delle navi, le strutture in cemento armato, etc.

Essa è altre volte applicata per la protezione della superficie interna dei serbatoi, dispositivi di riscaldamento e di accumulo di acqua calda e scalda-acqua domestici.

La teoria della protezione dai fenomeni di corrosione delle strutture metalliche e della relativa protezione catodica è stata affrontata da vari studiosi, ma le prime applicazioni della protezione catodica a corrente impressa su strutture metalliche interrate furono realizzate in Gran Bretagna ed in Germania agli inizi del 1900.

In Italia, questa problematica fu presa in seria considerazione in conseguenza di fenomeni di corrosione avvenuti in seguito all'entrata in esercizio di linee ferroviarie urbane ed interurbane esercite a corrente continua in varie città italiane.

Si può affermare con ragionevole certezza, che la protezione catodica delle strutture metalliche interrate abbia assunto in Italia una precisa connotazione intorno al 1950, quando tale tecnica ha cominciato ad essere applicata nelle aziende di maggior dimensione ed in funzione della sensibilità al problema.

Uno dei fattori che ha contribuito a rendere frammentaria e disomogenea l'adozione della protezione catodica, è stata certamente l'assenza di disposizioni legislative e normative in materia. Di seguito, si descrivono i quadri normativi di maggiore interesse nazionale ed internazionale.

A.2.1. La Normativa Nazionale

In Italia non esistevano, come già ricordato, Norme specifiche sulla protezione catodica delle strutture interrate, però erano state inserite nel testo di una relazione del Comitato Speciale per le Costruzioni Antisismiche, presentata al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Alcuni provvedimenti, ispirati alle Norme tedesche in materia (1910), erano tesi a limitare la dispersione di corrente da parte dei binari. Tali disposizioni pretendevano di controllare ed eliminare gli effetti delle correnti disperse agendo unicamente sulla fonte delle stesse imponendo ai gestori degli impianti di trazione il rispetto di parametri di funzionamento degli impianti che avevano riflessi assai gravosi sia dal punto di vista economico che dell'esercizio.

Questo approccio al problema, portò ad una gravissima serie di diatribe che di fatto bloccò nel nostro paese l'iter normativo in materia sino al 1942 quando il CEI (Sottocomitato 102) sulla base delle Raccomandazioni internazionali elaborate dalla *Commission Mixte Internationale pour les expériences relatives à la protection des lignes téléphoniques et des canalisations souterraines* (C.M.I), pubblicò un progetto di norma sull'argomento. Data la complessità della materia e le numerose osservazioni presentate da varie parti la norma subì modifiche, venne completata nel 1949 e

pubblicata nel 1951, a carattere sperimentale, con il titolo *"Progetto di norme per la protezione delle condutture sotterranee contro le corrosioni chimiche ed elettrolitiche"*.

Anche in questo caso vi furono notevoli critiche che portarono, nel 1954, ad una nuova stesura del progetto di norma, sempre da parte del Sottocomitato CEI 102, che però non fu mai convertita in norma. La mancata emissione di tale norma indusse dopo alcuni anni Enti, quali la SIP e la SNAM e le FS, a stipulare convenzioni bilaterali nel tentativo di regolamentare i rapporti in materia di interferenze elettriche. Negli anni 1965, 1966 e 1968 l'UNI emise 6 norme (UNI 3564, 3666, 3667, 3668, 3951, 4008) sulla *"Corrosione dei materiali metallici"* che riguardavano le prove di laboratorio, gli ambienti corrosivi, i fattori e le condizioni di corrosione ed i tipi ed aspetti della corrosione, ma non la protezione catodica vera e propria.

La necessità di disporre di una normativa a livello nazionale era però sempre più sentita, soprattutto dalle aziende che operavano su tutto il territorio nazionale, per cui nel 1972 venne stipulata fra la ASST, la DGMCTC, l'ENEL, l'ENI, le FS, la SIP e l'Azienda P.T una Convenzione che stabiliva i rapporti fra i vari sottoscrittori in materia di interferenze elettriche.

La Convenzione fu poi integrata, nel 1974, da un Regolamento che stabiliva gli adempimenti tecnici dei vari sottoscrittori. L'applicazione di quanto previsto dal Regolamento consentì di consolidare i rapporti tra gli Enti fondatori, ma in pratica la sua sfera di attività si limitò alle regioni in cui erano state attive precedenti associazioni in quanto non riuscì a sensibilizzare le realtà locali delle altre regioni e quindi non ottenne una diffusione dell'iniziativa a livello nazionale.

Questa Convenzione rimase operante sino al 1976 in quanto il carattere giuridico della stessa rendeva difficoltoso l'adempimento degli obblighi da essa previsti da parte di Soci Nazionali e Locali.

Nel 1981, per ovviare a queste difficoltà, venne costituita da ENEL, SIP e SNAM l'Associazione per la Protezione dalle Corrosioni Elettrolitiche (APCE) che prevedeva tre categorie di Soci, di Diritto, Nazionali e Locali, con diversi obblighi statutari.

All'Associazione, tuttora operante, possono partecipare *"Enti ed in genere soggetti pubblici o privati, a carattere nazionale o locale, che esercitano strutture metalliche o che sono comunque interessati alla protezione di dette strutture dalle corrosioni elettrolitiche o che immettono nel terreno correnti continue, nonché le Associazioni che le rappresentano"*.

Con questa formula i Soci dell'APCE possono quindi appartenere a tutta la gamma degli utenti del sottosuolo che utilizzano strutture metalliche. Uno degli obiettivi fondamentali dell'APCE è stato quello di cercare di colmare il vuoto normativo esistente redigendo delle *"Raccomandazioni Tecniche"* con l'intento di fornire ai Soci una regolamentazione in materia di progettazione, realizzazione ed esercizio dei sistemi di protezione catodica e di controllo delle interferenze elettriche.

Questa attività dell'APCE costituisce il primo tentativo, coronato da successo, di fornire, seppure limitatamente ai Soci, delle norme di comportamento valide per tutto il territorio nazionale.

A.2.2. Le disposizioni di legge

Nel nostro paese sono vigenti disposizioni di legge che prescrivono l'adozione della protezione catodica o che comunque la indicano quale mezzo per la protezione dalle corrosioni delle strutture metalliche interrate e precisamente:

- D.M. 23/02/1971 Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto.
- D.M. 24/11/1984 Norme di sicurezza antincendio per il trasporto, la distribuzione, l'accumulo e l'utilizzazione del gas naturale con densità non superiore a 0,8.
- D.M. 12/12/1985 Norme tecniche relative alle tubazioni.

- D.M. 13/10/1994 Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, la costruzione, l'installazione e l'esercizio dei depositi di G.P.L. in serbatoi fissi di capacità complessiva superiore a 5 m³ e/o in recipienti mobili di capacità complessiva superiore a 5'000 kg.
- D.M. 24/05/1999 N.246 Regolamento recante norme concernenti i requisiti tecnici per la costruzione, l'installazione e l'esercizio dei serbatoi interrati.
- D.M. 10/08/2004 Modifiche alle "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto" (G.U.n.199 del 25/08/04).
- Delibera n. 168/04 "Testo integrato delle disposizioni dell'Autorità per l'energia elettrica e il gas in materia di qualità dei servizi di distribuzione, misura e vendita del gas" (pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 245 del 18/10/2004 – supplemento ordinario n.158).
- D.M. 16/04/2008 Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e dei sistemi di distribuzione e di linee dirette del gas naturale con densità non superiore a 0,8.
- D.M. 17/04/2008 Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e degli impianti di trasporto di gas naturale con densità non superiore a 0,8.

A.2.3. La normativa a livello nazionale

L'attività normativa in Italia è iniziata nel 1990 con la costituzione da parte dell'UNI della Commissione "*Protezione catodica*" con il compito di avviare studi normativi a livello nazionale nel settore e di partecipare ai lavori del Comitato Europeo di Normazione (CEN) e dell'Organizzazione Internazionale di Normazione (ISO). Successivamente, per poter meglio interfacciarsi con gli organismi internazionali, la Commissione ha cambiato denominazione assumendo quella attuale di Commissione "*Protezione dei materiali metallici contro la corrosione*".

La Commissione dovendo mantenere i collegamenti con gli Enti Normatori internazionali si è strutturata in cinque Gruppi di Lavoro dipendenti direttamente da essa e due Sottocommissioni "*Rivestimenti metallici e altri rivestimenti inorganici*" e "*Protezione catodica*".

L'attività della sottocommissione 2 "*Protezione catodica*", svolta attraverso i Gruppi di Lavoro ha consentito di predisporre numerose norme mentre altre commissioni che si interessano di tematiche diverse hanno introdotto nelle normative elaborate richiami relativi alla protezione catodica.

L'attuale situazione normativa che riguarda la protezione dalla corrosione delle strutture metalliche interrate o immerse può essere così sintetizzata:

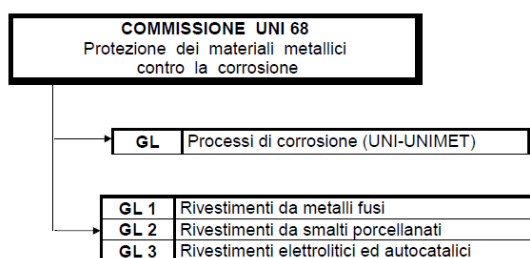


Figura A.1. Situazione Normativa per la protezione dalla corrosione delle strutture metalliche

NORME UNI PUBBLICATE

- UNI 9783** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Interferenze elettriche tra strutture metalliche interrate (Luglio 1990).
- UNI 10166** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Posti di misura (Febbraio 1993).
- UNI 10167** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Custodie per dispositivi e posti di misura (Febbraio 1993).
- UNI 10265** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Segni Grafici (Settembre 1993).
- UNI 10405** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Localizzazione del tracciato, di falle del rivestimento e di contatti con strutture estranee (Maggio 1995).
- UNI 10428** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Impianti di drenaggio unidirezionale (Aprile 1994).
- UNI 10611** Protezione passiva di strutture metalliche interrate da associare alla protezione catodica - Criteri di progettazione e controllo (Norma sperimentale-Luglio 1997).
- UNI 10779** Impianti di estinzione incendi - Reti di idranti - Progettazione, installazione ed esercizio (Settembre 1998).
- GL** Processi di corrosione (UNI-UNIMET).
- GL 1** Rivestimenti da metalli fusi.
- GL 2** Rivestimenti da smalti porcellanati.
- GL 3** Rivestimenti elettrolitici ed autocatalisi.
- UNI 10835** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Anodi e dispersori per impianti a corrente impressa - Criteri di progettazione ed installazione (Settembre 1999)¹.
- UNI 10875** Qualificazione e certificazione del personale addetto alla protezione catodica - Principi generali (Dicembre 1999).
- UNI 10950** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Telecontrollo di sistemi di protezione catodica (Giugno 2001).
- UNI 11094** Protezione catodica di strutture metalliche interrate - Criteri generali per l'attuazione, le verifiche e i controlli ad integrazione della UNI EN 12954 anche in presenza di correnti vaganti (Marzo 2004).
- U68.00.030** Corrosione di strutture metalliche interrate - Valutazione della corrosività dei terreni per materiali ferrosi non legati e basso legati (Progetto in standstill - Marzo 1994).

NORME UNI EN PUBBLICATE

- UNI EN 12068** Cathodic protection External organic coatings for the corrosion protection of buried or immersed steel pipelines used in conjunction with cathodic protection - Tapes and shrinkable materials (Gennaio 2002).
- UNI EN 12473** Principi generali di protezione catodica in acqua di mare (Settembre 2002).
- UNI EN 12495** Protezione catodica per strutture fisse offshore di acciaio - Cathodic protection for fixed steel offshore structures (Ottobre 2002).
- UNI EN 12499** Protezione catodica interna di strutture metalliche - Principi generali (Dicembre 2004).
- UNI EN 12501-1** Protezione dei materiali metallici contro la corrosione - Rischio di corrosione nel terreno - Parte 1: Generalità (Settembre 2004).

¹ si veda anche D.P.R. n.236 del 24 Maggio 1988 "Attuazione della direttiva CEE n.80/778 concernente la qualità delle acque destinate al consumo umano, ai sensi dell'art.15 della legge 16 Aprile 1987, n.183.

UNI EN 12501-2	Protezione dei materiali metallici contro la corrosione - Probabilità di corrosione nel terreno - Parte 2: Materiali ferrosi basso legati e non legati (Settembre 2004).
UNI EN 12502-1	Protezione dei materiali metallici contro la corrosione - Raccomandazioni sulla valutazione della probabilità di corrosione in impianti di distribuzione e di deposito di acqua - Parte 1: Generalità (Aprile 2005).
UNI EN 12502-2	Protezione dei materiali metallici contro la corrosione - Raccomandazioni sulla valutazione della probabilità di corrosione in impianti di distribuzione e di deposito di acqua - Parte 2: Fattori che hanno influenza su rame e su leghe di rame (Aprile 2005).
UNI EN 12502-3	Protezione di materiali metallici contro la corrosione - Raccomandazioni sulla valutazione della probabilità di corrosione in impianti di distribuzione e di deposito di acqua - Parte 3: Fattori che hanno influenza su materiali ferrosi zincati per immersione a caldo.
UNI EN 12502-4	Protezione di materiali metallici contro la corrosione - Raccomandazioni sulla valutazione della probabilità di corrosione in impianti di distribuzione e di deposito di acqua - Parte 4: Fattori che hanno influenza su acciai inossidabili (Aprile 2005).
UNI EN 12502-5	Protezione di materiali metallici contro la corrosione - Raccomandazioni sulla valutazione della probabilità di corrosione in impianti di distribuzione e di deposito di acqua - Parte 5: Fattori che hanno influenza su ghisa e su acciai non legati o basso legati.
UNI EN 12696	Protezione catodica dell'acciaio nel calcestruzzo Cathodic protection of steel in concrete (Ottobre 2002).
UNI EN 12818	Inspection and requalification of LPG tanks up to and including 13 m ³ underground (Giugno 2002).
UNI EN 12820	Inspection and requalification of LPG tanks greater than 13 m ³ underground (Giugno 2002).
UNI EN 12954	Protezione catodica di strutture metalliche interrate o immerse - Principi generali e applicazione per condotte (Marzo 2002).
UNI EN 13509	Protezione catodica di strutture metalliche interrate o immerse - Tecniche di misurazione per la protezione catodica (Marzo 2004).
UNI EN 13173	Cathodic protection for steel offshore floating structures (Giugno 2001).
UNI EN 13174	Cathodic protection for harbour installations (Giugno 2001).
UNI EN 13636	Protezione catodica di serbatoi metallici interrati e delle relative tubazioni (Settembre 2005).
UNI EN 14075	Static welded cylindrical tanks serially produced for the storage of Liquefied Petroleum Gas (LPG) having a volume not greater than 13 m ³ and for installation underground – Design and manufacture (2000).
UNI EN 14505	Protezione catodica di strutture complesse (Agosto 2005).
UNI EN 14868	Protezione di materiali metallici contro la corrosione - Linee guida per la valutazione della probabilità di corrosione in impianti chiusi a circolazione d'acqua (Inglese).
UNI EN 15112	Protezione catodica esterna di colonne di rivestimento di pozzi (Novembre 2006).
UNI EN 15257	Protezione catodica - Livelli di competenza e certificazione del personale nel campo della protezione catodica (Marzo 2007).
UNI EN-ISO 8044	Corrosione di metalli e leghe -Termini fondamentali e definizioni (Luglio 2001).
UNI EN 1594	Trasporto e distribuzione gas - Condotte per pressione massima di esercizio maggiore di 16 bar - Requisiti funzionali (Giugno 2004).

- UNI EN 12007-1** Trasporto e distribuzione gas - Condotte con pressione massima di esercizio non maggiore di 16 bar – Raccomandazioni funzionali generali (Giugno 2004).
- UNI EN 12007-2** Trasporto e distribuzione gas - Condotte con pressione massima di esercizio non maggiore di 16 bar – Raccomandazioni funzionali specifiche per condotte di polietilene (pressione massima di esercizio MOP non maggiore di 10 bar).
- UNI EN 12007-3** Trasporto e distribuzione gas - Condotte con pressione massima di esercizio non maggiore di 16 bar - Raccomandazioni funzionali specifiche per condotte in acciaio.
- UNI-CEN/TS15280** Valutazione della probabilità di corrosione da corrente alternata di tubazioni interrate - Applicazione a tubazioni protette catodicamente (Luglio 2006).

NORME UNI - CEI PUBBLICATE

- UNI-CEI 8** Dispositivi di protezione catodica - Alimentatori di protezione catodica (Giugno 1997).
- UNI-CEI 70029** Strutture sotterranee polifunzionali per la coesistenza di servizi a rete diversi - Progettazione, costruzione, gestione e utilizzo - Criteri generali e di sicurezza (Settembre 1998).
- UNI-CEI 70030** Impianti tecnologici sotterranei - Criteri generali di posa (Settembre 1998).

Oltre alla Commissione UNI 68, anche altri Enti federati all'UNI, pur occupandosi di argomenti diversi, trattano temi che interessano la protezione catodica o introducono nella normativa riferimenti a questa tecnica di protezione:

- l'**UNSIDER**, il cui SC14 tratta nel Gruppo di Lavoro 5 "*Rivestimenti di prodotti tubolari*", ha pubblicato le seguenti norme:

- UNI 9099** Tubi di acciaio impiegati per tubazioni interrate o sommerse - Rivestimento esterno di polietilene applicato per estrusione (Settembre 1989).
- UNI 10190** Prodotti tubolari di acciaio impiegati per tubazioni - Rivestimento esterno in nastri di polietilene autoadesivi (Aprile 1993).
- UNI 10191** Prodotti tubolari di acciaio impiegati per tubazioni interrate o sommerse - Rivestimento esterno di polietilene applicato per fusione (Aprile 1993).
- UNI 10416/1** Tubi di acciaio impiegati per tubazioni interrate o sommerse - Rivestimento esterno di polipropilene applicato per estrusione - Rivestimento a triplo strato (Dicembre 1993).
- UNI-ISO 5256** Tubi ed accessori di acciaio impiegati per tubazioni interrate o sommerse - Rivestimento esterno e interno a base di bitume o di catrame - (Novembre 1987).

- il Comitato Italiano Gas (CIG) ha emesso le seguenti norme:

- UNI 9165** Reti di distribuzione del gas con pressioni massime di esercizio minori o uguali a 5 bar - Progettazione, costruzione e collaudo (Novembre 1987).
- UNI 9860** Impianti di derivazione d'utenza del gas - Progettazione, costruzione e collaudo (Giugno 1991).
- UNI 10284** Giunti isolanti monoblocco $10 \leq DN \leq 80$ PN 10 (Dicembre 1993).
- UNI 10285** Giunti isolanti monoblocco $80 \leq DN \leq 600$ PN 16 (Dicembre 1993).

UNI 10576 Protezione delle tubazioni gas durante i lavori nel sottosuolo (1996).

- l'**UNICEMENTO** la cui Sottocommissione "*Malte, calcestruzzi e cemento armato*" ha emesso le norme:

UNI 9535 Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo - Determinazione del potenziale dei ferri di armatura (1989).

UNI 9747 Corrosione delle armature del calcestruzzo in condizioni aggressive - Metodi di intervento e prevenzione (1990).

UNI 9944 Corrosione e protezione delle armature del calcestruzzo - Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.

UNI 10174 Istruzione per l'ispezione delle strutture di cemento armato esposte all'atmosfera mediante mappatura del potenziale (Marzo 1993).

UNI 10322 Corrosione delle armature delle strutture di calcestruzzo - Metodo per la determinazione del grado di protezione del calcestruzzo nei confronti dell'armatura (Febbraio 1994).

UNI-CEN/TS-14038/1

Rialcalinizzazione elettrochimica ed estrazioni dei cloruri nel calcestruzzo armato - Parte 1: Rialcalinizzazione (Inglese).

- il Comitato Termotecnico Italiano ha emesso la norma:

E 02.07.520.0 Stoccaggi di GPL tumulati (1996).

NORME CEI

Si ritiene utile ricordare che anche il CEI ha pubblicato le seguenti norme che interessano le strutture metalliche interrate:

CEI 9-6 Impianti di messa a terra relativi ai sistemi di trazione elettrica (Agosto 1992).

CEI 11- 8 Impianti di produzione, trasmissione e distribuzione di energia elettrica. Impianti di terra.

CEI 103-10 Protezione delle linee di telecomunicazione dagli effetti dell'induzione elettromagnetica provocata da linee ferroviarie elettrificate in corrente alternata (Maggio 1995).

CEI 9-34 Protezione delle tubazioni metalliche dagli effetti delle interferenze elettromagnetiche provocate da linee di trazione ferroviarie elettrificate in corrente alternata (Norma sperimentale) (Maggio 1997).

CEI 304-1 Interferenza elettromagnetica prodotta da linee elettriche su tubazioni metalliche (Norma sperimentale) (Novembre 2005).

CEI EN50122-1 Applicazioni ferroviarie - Installazioni fisse - Parte 1: Provvedimenti di protezione concernenti la sicurezza elettrica e la messa a terra.

CEI EN50122-2 Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane - Parte 2: Protezione contro gli effetti delle correnti vaganti causate da sistemi di trazione a corrente continua.

CEI EN50162 Protezione contro la corrosione da correnti vaganti causate dai sistemi elettrici a corrente continua (Novembre 2005)

È stato istituito il Comitato CT 304 “*Interferenze elettromagnetiche*” incaricato di seguire le attività del WG 3 del CT 210 CENELEC e le attività del WG 12C del SC 9XC del CENELEC.

A.2.4. Le Raccomandazioni APCE

In seguito alla pubblicazione delle delibere dell’Autorità per l’Energia ed il Gas l’APCE ha emanato due linee guida in modo da consentire ai distributori di disporre di un supporto condiviso sul modo di valutare i sistemi di protezione catodica e, di conseguenza, di elaborare i dati relativi richiesti dall’AEEG. Le raccomandazioni sono le seguenti:

- Protezione catodica delle reti in acciaio di distribuzione del gas - terza edizione (02 Aprile 2008).
- Metodologia di valutazione dell’efficacia dei sistemi di protezione catodica di un impianto di distribuzione gas - seconda edizione (02 Aprile 2008).
- Redazione del rapporto annuale dello stato elettrico di protezione catodica dell’impianto di distribuzione gas - seconda edizione (02 Aprile 2008).

Nel sito internet www.apce.it è inoltre disponibile la formula di calcolo, elaborata secondo le raccomandazioni di cui sopra, utilizzabile dai singoli utenti per verificare la correttezza dei risultati ottenuti mediante sistemi di calcolo sviluppati autonomamente.

A.3. La normativa a livello internazionale

L’attività normativa in ambito europeo ed internazionale viene seguita dalla Commissione UNI attraverso i collegamenti con i Comitati CEN ed ISO che si occupano dei problemi della protezione dei materiali metallici contro la corrosione.

Gli organismi internazionali con cui la Commissione ha collegamenti diretti sono:

CEN TC 240 Thermal spraying and thermally sprayed coatings
CEN TC 219 Cathodic Protection
CEN TC 262 Metallic and other inorganic coatings
ISO TC 107 Metallic and other inorganic coatings
ISO TC 156 Corrosion of metal and alloys (fig. A.4.)

In realtà nel 1990 venne costituito il TC 219 “*Cathodic protection*” la cui attività poco tempo dopo venne incorporata nel TC 262 “*Protection of metallic materials against corrosion*” che ha proseguito la sua opera sino al 1996 e che ha rappresentato l’organismo con cui la Commissione 68 ha mantenuto i collegamenti più stretti in quanto aveva la stessa struttura della Commissione UNI.

Successivamente la notevole mole di progetti di norma elaborati dalle sottocommissioni in cui si articolava il TC 262 ha posto in evidenza la necessità di rivedere la struttura della Commissione per consentire una maggiore funzionalità e rapidità di espletamento dei vari passaggi dell’iter normativo europeo per cui nell’Aprile del 1997 il BT, accogliendo la proposta avanzata dal TC 262, incorporava l’attività di protezione catodica affidandola nuovamente al TC 219.

Le strutture del TC 219, TC 262 e TC 156 sono riportate nelle corrispondenti e seguenti figure (fig. A.2.; fig. A.3.; fig. A.4.).

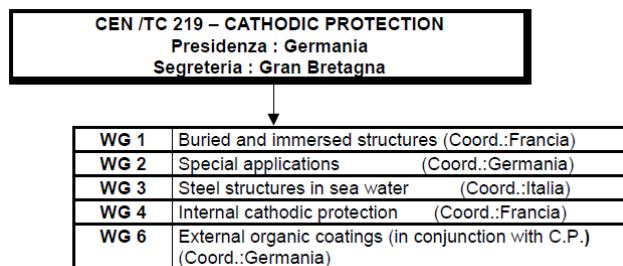


Figura A.1. La Struttura del TC 219

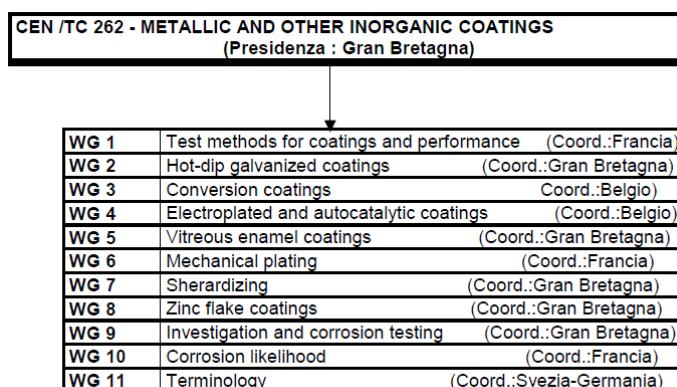


Figura A.2. La Struttura del CEN/TC 262

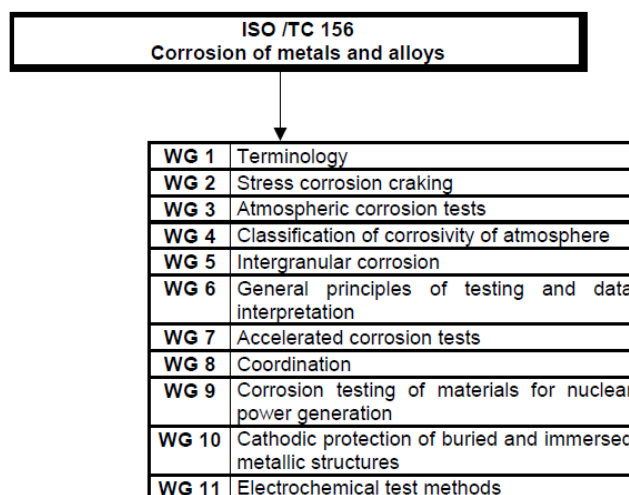


Figura A.3. la Struttura di ISO/TC 156

L'attività normativa relativa alla protezione catodica sinora svolta dal CT 219 può essere così riassunta:

NORME EUROPEE PUBBLICATE

EN 12818 Inspection and requalification of LPG tanks up to and including 13 m³ underground.

EN 12820 Inspection and requalification of LPG tanks greater than 13 m³ underground.

EN 13636 Cathodic of buried metallic tanks and related piping.

EN 14505 Cathodic protection of complex structures (agosto 2005).

NORME EUROPEE APPROVATE

EN 12473 General principles of cathodic protection in sea water.

EN 12496 Sacrificial anodes for cathodic protection in sea water.

EN 12696-1 Cathodic protection of steel in concrete - Part 1: Atmospherically exposed concrete.

NORME EUROPEE IN INCHIESTA PUBBLICA

Fra parentesi in corsivo è riportata la posizione assunta dall'Italia in sede di inchiesta.

- pr EN 10289** Steel tubes and fittings for on and offshore pipelines-External liquid applied epoxy and epoxy-modified coatings (*Approvazione*).
- pr EN 12007-1** Gas supply systems - Pipelines for maximum operating-pressure up to and including 16 bar-Part 1 General functional recommendations (*Approvazione*).
- pr EN 12007-3** Gas supply systems - Pipelines for maximum operating -pressure up to and including 16 bar-Part 3 : Specific functional recommendations for steel-(*Approvazione*).
- pr EN 12500** Protection of metallic materials against corrosion - Corrosion likelihood in atmospheric environment-Classification, determination and estimation of corrosivity of atmospheric environments-(*Approvazione*).
- pr EN12502-1** Protection of metallic materials against corrosion-Corrosion likelihood in water conveying systems-Part 1 : General (*Approvazione*).
- pr EN12502-2** Protection of metallic materials against corrosion-Corrosion likelihood in water conveying systems-Part 2 : Review of influencing factors for copper and copper alloys (*Disapprovazione*).
- pr EN12502-3** Protection of metallic materials against corrosion Corrosion likelihood in water conveying systems-Part 3 : Review of influencing factors for hot dip galvanizrd steel (*Disapprovazione*).
- pr EN 12502-4** Protection of metallic materials against corrosion-Corrosion likelihood in water conveying systems - Part 4 : Review of influencing factors for stainless steel (*Disapprovazione*).
- pr EN 12502-5** Protection of metallic materials against corrosion-Corrosion likelihood in water conveying systems - Part 5 : Review of influencing factors for cast iron unalloyed steel (*Disapprovazione*).
- pr EN 13499** Internal cathodic protection of metallic structures General principles (*Approvazione*).

NORME CENELEC PUBBLICATE

EN 50122-1 Railway applications – Fixed installations - Part 1: Protective provisions relating to electrical safety and earthing (CEI EN 50122-1).

EN 50122-2 Railway applications - Fixed installations- Protective provisions against the effects of stray currents caused by d.c traction systems (CEI EN 50122-2).

EN 50162 Protection against corrosion by stray currents from d.c. systems.

NORME ISO APPROVATE

- ISO/DIS 15589-1** Petroleum and natural gas industries - Cathodic protection for pipeline transportation systems - Part1: On land pipelines.
- ISO/DIS 15589-2** Petroleum and natural gas industries - Cathodic protection for pipeline transportation systems - Part2: Offshore pipelines.

In conclusione di questa Parte PRIMA, le varie Norme Tecniche elencate e riportate in questa breve sintesi del Quadro Normativo (in particolare quelle ad oggi in vigore), prevedono che, oltre alle attività tipiche di controllo dei parametri elettrici di protezione catodica, tipicamente le <<misure>>, occorra effettuare periodicamente alcune attività di manutenzione degli impianti e dei punti di misura.

Queste attività devono essere condotte nel rispetto di una pianificazione tipica di una manutenzione programmata, con operazioni e tempi da rispettare secondo uno scadenziario predefinito.

Dato che le attività inerenti le verifiche ed i controlli degli apparati installati in campo, hanno come scopo di appurare l'efficienza della protezione catodica applicata alla struttura, il sottovalutare l'importanza di tali operazioni potrebbe comprometterne l'efficacia con, a tendere, la necessità di onerosi interventi di manutenzione straordinaria.

La non corretta programmazione e pianificazione delle attività si traduce in una mancata ottimizzazione delle risorse umane ed una scarsa efficienza gestionale; non ultimo, si rende sempre più necessario storicizzare e documentare le attività su ogni singolo punto di misura, con la evidente necessità di <<certificazione>> dell'avvenuto intervento manutentivo.

Aumentare l'efficienza nei problemi di corrosione è importante, ma non solo dal punto di vista economico, data la notevole incidenza dei costi di corrosione sul P.I.L. (vedi paragrafo successivo *L'Impatto Economico della Corrosione*), ma anche da quello della sicurezza.

Protegersi dalla corrosione è, infine, armonizzare soluzioni tecniche e normative al fine di introdurre cambiamenti necessari nei processi di asset management dell'infrastruttura (acquedotto).

A.4. L'impatto economico della corrosione

Stime di varia origine indicano che l'entità dei danni, pur variando da settore a settore, risulta compresa per i paesi industrializzati tra il 3 e il 4% del prodotto nazionale lordo.

Naturalmente nella valutazione dei danni, si tiene conto del valore intrinseco dei materiali corrosi, dei costi per il loro rimpiazzo, dei costi che la corrosione richiede per la sua prevenzione, come i costi dei rivestimenti protettivi, della protezione catodica, del ricorso a soluzioni ridondanti, dell'impiego di materiali resistenti (questi costi sono calcolati come differenza tra il costo della soluzione adottata e quello di una soluzione che utilizzasse l'acciaio al carbonio) cioè dei costi 'diretti', ma anche dei danni 'indiretti' come quelli derivanti da riduzione di vita di servizio, da extracosti di manutenzione, da perdita di prodotti, da inquinamenti, da cedimenti improvvisi o da scoppi con le immaginabili conseguenze su cose e soprattutto su persone, e da altro ancora.

L'entità dei danni indiretti, se pur spesso di difficile valutazione, può anche superare, e a volte di gran lunga, quella dei danni diretti.

La corrosione è un processo che riguarda tutti i campi dell'ingegneria industriale e civile: dal settore meccanico, a quello energetico, a quello chimico, a quello alimentare; dalle strutture in cemento armato, ai metanodotti o nella fattispecie agli acquedotti; dalle navi alle piattaforme marine, dagli impianti petroliferi a quelli ortopedici, etc.

La corrosione è dunque di interesse larghissimo e provoca danni ingenti, consuma materie prime e risorse energetiche, addirittura a volte uccide persone.

Pertanto, andrebbe combattuta con tutti i mezzi.

Molti studi sono stati effettuati a riguardo, in particolare si riporta di seguito il risultato di uno studio condotto dalla (FHWA) che denuncia, pubblica e quantifica le gravi perdite legate al fenomeno della corrosione.

I costi della corrosione negli USA. La (FHWA) ha pubblicato uno studio sui danni che la corrosione dei metalli provoca negli Stati Uniti nei settori delle infrastrutture, dei servizi, dei trasporti e in quello delle varie industrie manifatturiere e di processo (Pubblicazione No. FHWA-RD-01-156).

Iniziato dalla NACE International (la ben nota associazione dei corrosionisti) e commissionato nel 1999 dal Congresso degli Stati Uniti come parte del Transport Equity Act per il 21^{mo} secolo, questo studio, dal titolo “*Costi della corrosione e strategie per la sua prevenzione negli Stati Uniti*”, è stato condotto dal 1999 al 2001 dalla Società Technologies Laboratories, Inc. con il supporto della FHWA e della NACE.

Lo studio mostrava che costi diretti per gli Stati Uniti raggiungevano l'astronomica cifra di 276 miliardi di dollari pari a circa il 3,1 per cento del prodotto interno lordo e che una valutazione cautelativa di quelli indiretti portava ad una somma dello stessa entità. Questo significa che i costi totali raggiungevano 552 miliardi di dollari, cioè più del 6% del prodotto interno lordo (che per gli Stati Uniti è stato nel 1998 di 8'790 miliardi di dollari) e corrispondevano a 1'940 dollari all'anno per ogni cittadino americano.

Lo studio precisava che un miglioramento delle misure di prevenzione della corrosione basato sulla semplice applicazione delle conoscenze già disponibili avrebbe potuto ridurre i danni della corrosione negli USA del 25-30%. (Ripreso da 'Materials Performance' del Luglio 2002).

Applicando le percentuali sopra riportate e aggiornate al prodotto interno lordo del nostro Paese il risparmio ottenibile, se tutti conoscessero le leggi che regolano i fenomeni corrosivi e le applicassero, sarebbe di una somma superiore a quella che lo Stato stanZIA per la ricerca.

L'antimetallurgia è un processo spontaneo e da esso si è immuni prevenendo e non attendendo.

A tal proposito, viene in mente un passo di Pietro Verri che, nel 1786, nel pieno della polemica tra coloro che erano favorevoli ad introdurre la vaccinazione obbligatoria contro il vaiolo, per dare l'immunità da quel flagello ad intere popolazioni, e quelli che invece erano contrari, sul “Caffè” faceva l'elogio della prevenzione: “*questa benefica medicina che non aspetta il male per risanarlo ma invigila ed anticipa perché non venga.*”

Appendice – PARTE SECONDA

A.5. Premessa

In natura assistiamo a tutto un imponente lavoro di degradazione, di trasformazione della materia.

A questo lavoro partecipano fisicamente gli agenti atmosferici: il vento, l'acqua, il mare, il calore, il gelo, gli esseri viventi.

É per questo incessante lavoro che le più ardite vette montane si trasformano in pianure alluvionali, che le rocce granitiche si disgregano in polvere, che le scogliere sono dai mari trasformate in rena, che i metalli, ad eccezione dei più nobili, non si rintracciano più allo stato puro.

La corrosione è dunque un fenomeno naturale comune alla maggior parte dei metalli e si può definire come la tendenza che essi hanno ad assumere uno stato più stabile; cioè la tendenza a ritornare ad una o all'altra delle forme stabili in cui essi si trovano.

Un fenomeno che incide negativamente e in così grande misura sulla economia mondiale deve essere affrontato con serietà ed intensità e studiato in tutte le sue manifestazioni, onde contenerlo nei limiti quanto più possibile ristretti.

Intrigate reti sotterranee di tubazioni e condotte per trasporto di acque pure, gas, costruzioni a contatto con acqua di mare, sono aspetti che fanno pensare a come lottare contro la corrosione per riservare predette opere.

A.6. La natura delle corrosioni

I metalli operanti in un ambiente permeabile all'umidità, quale può essere normalmente un terreno, sono esposti alla insorgenza di tutti i tipi di corrosione in ambiente umido.

Il campo è vastissimo, in quanto riguarda condotte di acqua o idrocarburi e gas, condotte per posa pneumatica, tubazioni di impianti per riscaldamento, armature metalliche dei cementi armati, palificazioni metalliche.

La protezione in questi casi non è solo importante sotto il profilo economico, a causa della perdita di materiale metallico, ma ancor di più per la sicurezza pubblica; a volte le corrosioni modeste portano a localizzazioni e perforazioni di condotte di acqua con cedimento di una palificazione o di una struttura portante in cemento armato o calcestruzzo e laddove corrono grosse condotte di acqua, creano voragini con smottamenti a seconda della orografia dei terreni attraversati.

Le corrosioni possono avere origine da cause diverse, quali:

- a) natura del terreno (o del mezzo) in cui giace il materiale metallico;**
- b) contatti bimetallici con formazione di coppie galvaniche;**
- c) effetto di coppie di pile geologiche;**
- d) elettrolisi del metallo per effetto di correnti elettriche che interessano terreno e metallo.**

La immediata individuazione delle cause di una corrosione non è cosa facile per la possibilità di azioni concomitanti data la particolare natura del terreno.

Le cause più frequenti possono riunirsi in due gruppi distinti:

- **corrosione per fenomeni locali;**
- **corrosione per cause imposte.**

Fanno parte del primo gruppo le corrosioni chimiche, galvaniche, biochimiche, da correnti telluriche, da aerazione differenziale.

Sono del secondo gruppo le corrosioni da pile geologiche, da elettrolisi per l'influenza di corrente elettrica esterna, vagante.

Genericamente si ritiene che un metallo sia immune da corrosione, o in uno stato di immunità, quando termodinamicamente è stabile rispetto al mezzo che lo contiene.

È logico che l'immunità è relativa, in quanto ogni metallo ha un proprio comportamento rispetto al mezzo che lo ospita e di conseguenza non si può ritenere immune rispetto alla totalità dei mezzi, anche se lo è per un gran numero di essi.

L'immunità può essere effettiva se dipende dalla natura del metallo, il quale in questo caso si dice nobile, oppure occasionale, perché dovuta alla presenza di strati ricoprenti, artificiali o di generazione spontanea in particolari condizioni ambiente, ed allora il materiale si ritiene passivo, o immune (rispetto all'ambiente ospitante).

Lo stato di nobiltà è garanzia contro l'insorgere del fenomeno della corrosione, mentre lo stato passivo può venir meno col variare delle condizioni ambientali.

La capacità anticorrosiva propria di un metallo è spontanea quando le condizioni in cui si verifica coincidono con il campo di stabilità termodinamica dell'acqua, che a sua volta è definito dal campo di variabilità dei suoi potenziali.

I potenziali dell'acqua variano col variare del pH, della pressione dell'ossigeno ed idrogeno gassosi contenuti. Il potenziale di equilibrio termodinamico viene definito per i vari metalli mediante una misura effettuata rispetto ad un **elettrodo impolarizzabile**.

Il potenziale è quindi alla base della protezione contro la corrosione dei metalli interrati.

Questa condizione permane fino a quando il metallo ha un comportamento catodico simile al ferro, al piombo o al rame (metalli più usati per opere interrate).

Questi metalli rimangono sufficientemente catodici quando la differenza di potenziale assume valori superiori a quelli riportati in tabella A.1 (temperatura di riferimento 25°C).

Rame	0,55
Piombo	0,82 anche per terreni contenenti CO ₂
Ferro	1,00

Tabella A.1 Valori della differenza di potenziale per alcuni materiali.

Poiché il pH del terreno è generalmente compreso fra 4 e 10, la capacità anticorrosiva è garantita per i seguenti valori del potenziale (Tabella A.2):

metalli catodici con temperature > 25° C.

	Intervallo del pH	ΔV_{MAX}
Ferro	0 ÷ 10	-0,97
	10 ÷ 14	-1,32
Piombo in H ₂ O priva di CO ₂	0 ÷ 10	-0,62
	10 ÷ 15	-1,12
Piombo in H ₂ O con CO ₂ molare	0 ÷ 5	-0,62
	5 ÷ 11	-0,82
	11 ÷ 15	-1,12
Rame	0 ÷ 5	-0,17
	5 ÷ 15	-0,80

Tabella A.2

L'alluminio e sue leghe hanno un comportamento del tutto particolare e variabilissimo nei confronti dei terreni e perciò le possibilità di resistenza agli attacchi corrosivi è bene studiarli caso per caso.

Le condotte d'acqua interrate giacciono quasi sempre a modeste profondità e le condizioni fisico-chimiche dello strato superficiale, essendo di origine recente, risentono della natura e delle condizioni dell'ambiente esterno.

Per chi opera nel settore della corrosione è utile conoscere alcune caratteristiche del terreno in cui giace il materiale metallico, e precisamente:

- elementi minerali contenuti;
- reazione (pH – rH);
- proprietà fisico-meccaniche (massa specifica, massa apparente, contenuto percentuale in acqua, indice percentuale dei pori, composizione granulometrica, limiti di Attemberg, limiti di fluidità, limiti di plasticità, limiti di ritiro, capillarità, permeabilità).

La conoscenza di questi dati derivanti da prove strumentali eseguite lungo il percorso longitudinale, prima della posa, consente di determinare la partecipazione diretta del terreno al fenomeno della corrosione, oppure l'intervento dell'ambiente esterno ad esso; si potrà così stabilire il probabile sistema corrosionistico da prendere in esame e cioè se trattasi di sistema:

- metallo - terreno;
- metallo - terreno - ambiente esterno;
- metallo - ambiente esterno, tramite l'intermediario terreno.

A.7. Classificazione delle corrosioni

Le corrosioni di tipo chimico sono intuibili e si riducono a casi derivanti dalla presenza nel terreno di materiali che a contatto dell'acqua generano degli aggressivi, o alla causale presenza di liquidi aggressivi (soluzioni acide e caustiche).

Le corrosioni di natura galvanica sono evidenti in quanto dovute a contatto bimetallico in presenza di un mezzo che ha funzione di elettrolita.

Le correnti telluriche di origine naturale sono correnti elettriche di lieve entità che percorrono in ogni istante ogni punto della terra creando un campo elettrico.

Non hanno un percorso preferenziale e modificano l'andamento delle linee di campo a seconda della resistività elettrica del terreno, pertanto un materiale metallico investito da dette correnti può modificare il percorso diventando così sede di correnti telluriche disperse (**zona anodica**).

In passato, quando l'impiego dell'energia elettrica non esisteva o era poco esteso, potevano essere una delle cause di corrosione dei materiali metallici interrati, oggi i loro effetti si sommano a quelli, indubbiamente più vistosi, prodotti dalle correnti vaganti, provenienti dalle dispersioni di impianti e macchinari elettrici.

La corrosione per aerazione differenziale dei materiali interrati dipende da un meccanismo ormai noto, però il determinarsi delle condizioni è particolarmente vario e dipende dalla natura del terreno, dalla modificazione artificiale che può aver subito, dalla presenza di materiali organici putrefatti, dal tipo di piante che vegetano nel terreno, dalla loro fisiologia e dalla ubicazione del materiale metallico nel terreno, in quanto dal suo giacere dipende la possibilità di avere aree della sua superficie più aerate di altre, così che le prime assumono comportamento catodico e le seconde anodico, corrodendosi.

La corrosione da pile o coppie geologiche dipende dall'attraversamento da parte del materiale metallico di due zone di terreno aventi una diversa natura geologica e conseguentemente un diverso grado di umidità.

La distruzione dei metalli passa attraverso: abrasione, erosione, ossidazione, dissoluzione, corrosione. L'erosione, l'ossidazione, la dissoluzione hanno come conseguenza il consumo dei materiali.

A.8. Il comportamento metallo–terreno

Il terreno più umido è più conduttore ed ha una funzione riducente mentre quello secco è un peggiore conduttore e più areato; di conseguenza, il materiale metallico che attraversa la parte più umida assume comportamento anodico e si corrode, mentre la porzione che giace nel terreno più secco viene a comportarsi da catodo.

Ecco perché possono essere soggette a questo tipo di corrosione strutture metalliche di considerevole lunghezza (canalizzazioni in genere, oleodotti, acquedotti, etc.), in quanto l'azione delle pile geologiche è relativa a grandi estensioni e non a piccole aree confinanti.

Nel 1932 dal NATIONAL BUREAU OF STANDARD iniziarono lunghe prove di corrosione di vari metalli ferrosi e non ferrosi in 15 terreni tipici e per un periodo di 14 anni.

Le conclusioni possono essere lette su PETROLEUM Eng. (Giugno-Luglio 1950) e da esse si nota che l'acciaio al carbonio si comporta altrettanto bene degli acciai legati e che in terreni poco aerati l'acciaio inossidabile al cromo si vaioa peggio dell'acciaio al carbonio, mentre i tubi di rame si comportano bene.

In terreni con alto tenore di cloruri si comporta bene il piombo.

In complesso si può dire che le tubazioni del gas, acqua e olio hanno una vita piuttosto lunga con una media, comprendendo terreni molto corrosivi, di sostituzione inferiore all'1% annuo, per un periodo di 25÷30 anni.

Speller e Kendall nel 1938 hanno condotto studi sulla corrosione dei metalli interrati; *Speller* stesso riporta la differenza di comportamento fra i tubi di ghisa e quelli di acciaio.

Tali differenze non sono forti e il problema della resistenza alla corrosione dipenderà in sostanza non dalla scelta del materiale metallico, bensì dalla giusta scelta di una adeguata protezione.

Le proprietà più significative di un terreno sono anzitutto la sua porosità o capacità di trattenere acqua, la sua aerazione, il potere di adsorbimento sulla superficie metallica (ammesso che sia scoperta e non protetta), dei suoi componenti, specialmente colloidali, la presenza di gas disciolti oltre all'ossigeno, anidride carbonica e idrogeno solforato; la presenza di alcali e sali, come il solfato di calcio, il solfato di magnesio, i cloruri di sodio e di magnesio, l'acido solforico; infine, gli acidi umici e gli organismi vegetali e animali.

I terreni più corrosivi sono quelli che contengono solfato di calcio e cloruro di sodio.

È evidente che anche l'idrolisi di questi sali e la formazione di acidi liberi agiscono direttamente accelerando la corrosione ed impedendo la formazione di pellicole protettive di carbonato di magnesio e di calcio come invece avviene in molti terreni considerati non corrosivi, ma comunque poveri di solfati e cloruri. È anche probabile che la concentrazione media di ioni idrogeno e pH non sia un fattore determinante; sembra più importante la presenza di anidride carbonica, non solo per l'aumento del pH che comporta, ma specialmente perché tende a distruggere i carbonati.

È probabile che la variazione di concentrazione dei vari prodotti disciolti dalle acque contenute nel terreno abbia una influenza prevalente, specialmente per l'insorgere di corrosioni localizzate; si formano anche leggere coppie elettrolitiche fra le zone a più bassa concentrazione e quelle più concentrate. La conducibilità elettrica del terreno facilita il passaggio delle correnti create dalle coppie di concentrazione e facilita inoltre l'azione galvanica fra metalli dissimili.

Per i terreni ad alta conducibilità occorre evitare il contatto diretto fra metalli diversi, come rame e ghisa, usando giunti isolanti e di sufficiente lunghezza.

Una misura importante è quella della misura della **resistività dei terreni**.

Weidner & Davis ritengono che resistenze elettriche inferiori a **1'000 Ω** promuovono le correnti elettrochimiche dovute a differenze di concentrazioni ionica o a differenze di aerazione e facilitano inoltre l'attraversamento di correnti geologiche e in complesso sono da considerare come fortemente corrosive. **L'acidità totale del terreno aumenta la corrosione, specialmente quella vaiolata**, anche i fenomeni di contrazione ed espansione del terreno, i suoi movimenti, le irregolarità delle sue pressioni, hanno importanza notevole specialmente sulla resistenza meccanica dei rivestimenti protettivi che, a volte, anche se chimicamente ed elettricamente perfetti, risultano in pratica troppo fragili. A proposito dei terreni è bene notare che la loro capacità corrosiva non dipende soltanto dalla quantità di sali e acidi liberi in essi disciolti e dal pH, ma da un complesso insieme di fattori, difficilmente analizzabili, e che soltanto le prove **pratiche** possono mettere in evidenza nei loro effetti.

Su esperienze si può citare quanto segue:

- **i terreni sabbiosi** sono poco pericolosi;
- **i terreni argillosi** danno luogo, se secchi, a numerose fenditure attraverso le quali l'aria arriva ai tubi metallici. Inoltre vi si concentrano spesso residui salini che le acque disciolgono dando luogo a soluzioni concentrate;
- **i terreni paludosi** presentano complessi solforati che danno origine anche ad acido solforico, provenienti da residui vegetali o animali, insieme a acido umico: quindi essi sono molto corrosivi;
- **i terreni calcarei** presentano un elevato potere protettivo per l'alto tenore in calcio.

Tralasciando le distinzioni fra terreni franchi, argillosi, sabbiosi, calcarei, umiferi-torbosi, troveremo che un litro di **liquido di drenaggio** estratto dai terreni non concimati e ad una profondità dai 30 cm ai 2 metri contiene in milligrammi (vedi Tab. A.3):

Acido nitrico	30÷300
Acido fosforico	30÷3
Acido Solforico	5÷50
Cloro	1÷20
Ammoniaca	0,1÷0,5
Silice	5÷30
Calce	30÷200
Magnesia	3÷30
Potassa	0÷8
Soda	10÷40
Ossido di ferro e di alluminio	0÷20

Tabella A.3

A.9. Corrosione in ambiente umido

A.9.1. Morfologia della corrosione

La corrosione può ritenersi come una malattia dei metalli e perciò lo studio delle cause si effettua attraverso una diagnosi completa che deve tener conto della morfologia del fenomeno e delle condizioni di insorgenza. L'analisi completa presume la conoscenza del materiale metallico interessato e dell'ambiente nel quale è avvenuto il fenomeno.

Per quanto riguarda il metallo occorre conoscerne la composizione chimica e lo stato fisico-meccanico.

L'esame può avvenire a fenomeno avvenuto oppure durante il suo sviluppo; occorre sempre correlare il metallo con l'ambiente per individuare l'origine delle forze elettriche.

Un metallo fa normalmente parte di un complesso strutturale, meccanico, statico o in movimento, e pertanto, occorre indagare pure sulle reali condizioni di lavoro.

La interdipendenza del fenomeno dal metallo e dall'elettrolita fa sì che le condizioni di contatto influiscano sull'andamento e sulle manifestazioni della corrosione.

La morfologia può denunciare la presenza contemporanea di più tipi di attacco, perciò è utile la presentazione di uno schema riguardante le manifestazioni più tipiche:

- 1) **la corrosione uniforme** è quella che procedendo sia in superficie che in profondità, con uguale velocità nell'unità di tempo su tutti i punti esposti, crea uno spessore uniforme dei prodotti di corrosione (quando aderiscono al metallo) e in ogni caso una superficie di fondo a corrosione uniforme è pressoché parallela a quella iniziale del metallo prima dell'attacco;
- 2) **la corrosione a punta di spillo** è quella in cui l'attacco si svolge verso l'interno del metallo, senza praticamente estendersi in superficie, creando, di conseguenza, dei forellini di piccolo diametro;
- 3) **la corrosione a cratere** ha un andamento beante, ossia, mentre procede in profondità, si estende pure in superficie, avendo però origine in un punto centrale del cratere;

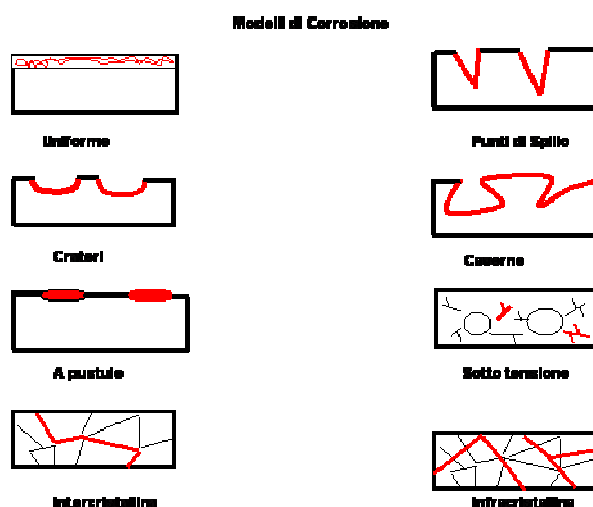


Figura A.5 Evidenti segni di corrosione a cratere

- 4) **la corrosione a caverna** si ha quando in superficie presenta dimensioni inferiori a quelle rilevabili in sezioni parallele sottostanti alla superficie esterna;

- 5) **la corrosione a pustole** è quella in cui il cratere è riempito dai prodotti di corrosione, che fuoriescono;
- 6) **la corrosione sotto tensione** è quella caratterizzata da cricche partenti dalle zone maggiormente sollecitate e aventi direzioni determinate, spesso ben definite;
- 7) **la corrosione eterofasica** si ha quando sono interessate zone elettive, aventi proprie caratteristiche chimiche e chimico- fisiche rispetto alle zone loro confinanti;
- 8) **la corrosione intercristallina** è una corrosione interessante il contorno dei grani del metallo, comprese le loro superfici di contatto, detta anche transgranulare.

Le prime sei manifestazioni citate sono decisamente macroscopiche, mentre quelle di secondo gruppo sono microscopiche. Inoltre, le prime cinque manifestazioni dipendono specialmente dalla presenza o meno di celle localizzate, mentre le ultime hanno dipendenza diretta dalla natura del metallo rispetto all'elettrolita.

La corrosione uniforme dei metalli è piuttosto rara perché presume una buona omogeneità di caratteristiche sotto il profilo corrosionistico sia del metallo che dell'ambiente; a volte la sua insorgenza denuncia negligenza nelle manutenzioni.

Le altre manifestazioni sono più interessanti e presumono la dipendenza:

- **nel metallo** di eterogeneità iniziali o acquistate sia dal metallo o dal film ricoprente, difetti di superficie, presenza di materiali estranei sulle superfici, contatti o altro;
- **nell'elettrolita** di imperfetta omogeneità, cattiva ripartizione sulle superfici (ripartizione a gocce), modificazione di analisi e di concentrazione per l'azione dell'ambiente e relativamente a porzioni della superficie, creazioni di celle di concentrazione.
- **azione** di forze elettromotrici esterne al sistema elettrolita-metallo.

Si riporta di seguito un quadro indicativo sul comportamento in atmosfera e in contatto con acque varie, di metalli vari e leghe commercialmente note.

In tabella A.4 si indica come segue la corrodibilità:

- 0** = comportamento eccellente nessuna corrodibilità;
- 1** = comportamento buono;
- 2** = comportamento mediocre, corrosione notevole;
- 3** = comportamento pessimo, uso impossibile.

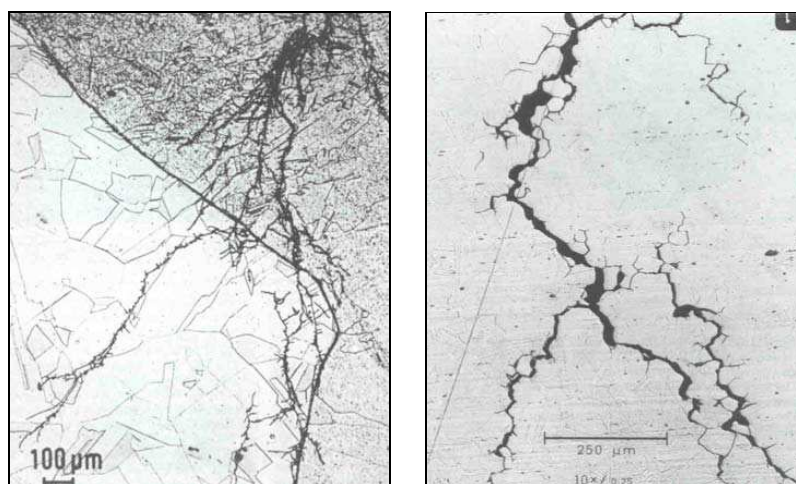


Figura A.6 - Stress corrosion cracking in un giunto saldato. L'andamento della cricca è transgranulare (sinistra); Stress corrosion cracking in un giunto saldato. L'andamento della cricca è intergranulare (destra).

Materiali	Analisi indicative	Atmosfera		Acque					
		in riva al mare	industriale	potabile	di miniera	di mare	salina con H ₂ S	salina con cloruro	vapore bagnato
Acciai dolci	C 0,15-0,30	3	3	2	3	2	2	2	1
» Cr-Ni	C 0,15-0,40 Ni max 3	3	3	2	2	2	2	2	1
Idem fino al 5% Cr	C 0,15 Cr 2-5 + ev. Mo	3	2	2	2	2	2	3	0
Ghisa comune	2,8% C, combinato 0,7	2	1	1	2	2	2	2	2
» al nichel	C 2,50 Ni 3,50 + Si ecc.	2	2	2	2	2	2	2	2
» » cromo	C 2,50 Cr 25-27 + Si	1	1	1	1	2	2	2	1
» » silicio	C 0,6-0,8 Si 14	0	0	0	1	0	0	0	0
Stellite	30 Cr 50 Co + W, Ni, Fe	0	0	0	0	0	0	1	0
Hastelloy A	55 Ni 20 Mo 20 Fe	1	1	1	2	1	2	1	0
» B	64 Ni 28 Mo 6 Fe	2	2	2	2	2	2	1	0
» C	58 Ni 14 Cr 17 Mo 5 W	0	0	0	0	0	0	0	0
» D	85 Ni 10 Si 5 Cu	1	1	1	2	1	2	2	1
Nickel		0	1	0	2	1	1	1	0
Monel	68 Ni 28 Cu + Si, Mn ecc.	0	1	0	2	1-0	0	0	0
Inconel	80 Ni 14 Cr + Fe	0	1	0	1	1-2	1-2	1-2	0
Nicrome	80 Ni 20 Cr	0	1	0	1	2	2	2	0
Nicrome	60 Ni 15 Cr + Fe	0	1	0	2	2	2	2	0
Rame	comm.le 99,9	1	1	1	2	1	2	2	1
Ottone	85 Cu 15 Zn	1	1	2	2	1	2	2	1
»	70 Cu 29 Zn + Sn	1	1	2	2	1	2	2	1
»	60 Cu 39 Zn + Sn	1	2	1	2	2	2	2	1
Bronzo fosforoso	95 Cu 5 Sn	1	2	1	2	1	1	1	1
» al Si	95 Cu 3 Si + Mn, Zn, Sn	1	1	1	2	2	2	2	1
» all'Al	90 Cu 9 Al + Fe, ev. Ni, Mn	1	1	1	2	1	1	1	1
Argentana	75 Cu 20 Ni 5 Zn	1	1	1	1-0	1-0	2	2	1
Alluminio puro comm.le		0	0	2	2	1	1	2	1
3 S	+ 1,2 Mn	1	0	2	2	1	1	2	1
Duralluminio	+ 4,50 Cu 1,5 Mg 0,6 Mn	2	2	2	3	3	3	3	2
Alclad	Leg. d'alluminio ricoperta di alluminio puro	0	0	0	2	1	1	2	1
6i S-T	Mg 1 Cr 0,25 Si 0,60	1	0	2	2	1	1	2	1
Magnesio		1	1	2	3	3	3	3	3
Leghe di magnesio lav. o fuse		2	2	3	3	3	3	3	3
Stagno comm.le		1	1	0	0	1	0	1	1
Ferro zincato a caldo		1-2	1-2	2	2	2	2	2	2
Ferro stagnato a caldo		2	1	1	2	2	2	2	1
Piombo		1	1	2	1	1	0	1	1
Inossidabile 13% Cr		1	1	1	2	2	2	2	1
» 18% Cr		1	1	1	2	2	2	2	1
» 18/8		0	1	0	1	2	2	2	0
» 18/10		0	0	0	0	1	1	1	0

Tabella A.4 Quadro indicativo sul comportamento in atmosfera e in contatto con acque varie, di metalli vari e leghe commercialmente note.

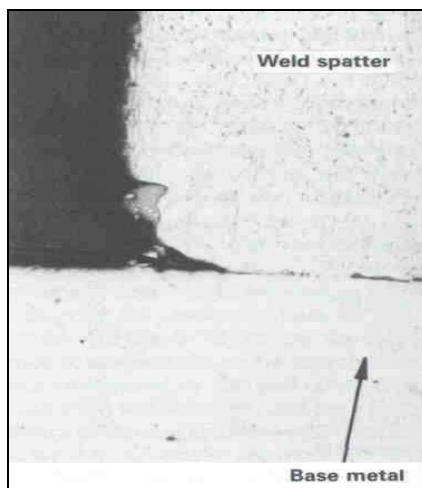


Figura A.7 Corrosione interstiziale. La corrosione si è sviluppata al di sotto di un residuo di materiale di saldatura.

A.10. Corrosione per effetto di corrente elettrica vagante

A.10.1. Le correnti vaganti

Alcuni utilizzatori che sfruttano l'energia elettrica, tipo reti ferro-tranviarie e la messa a terra di macchinari elettrici, per ragioni di sicurezza creano innumerevoli punti di entrata nel terreno dei flussi elettrici, fra loro concorrenti, interferenti o comunque orientati da rendere il conduttore costituito dal

terreno sede di corrente elettrica. Questi moti di corrente percorrono il terreno in modo disordinato, e da qui la denominazione di **correnti vaganti**.

Poiché si è costretti a porre in opera tubazioni canalizzate metalliche, strutture in ferro etc. nel terreno, specialmente in città percorse da linee tranviarie, tali strutture di più alta conducibilità capteranno le correnti stesse che cercheranno di convogliarsi su percorsi metallici e a minima resistenza.

In questo vasto e non definito campo elettrico, per esigenze particolari, collochiamo il materiale metallico. Quando un metallo è interrato si forma un sistema corrosionistico metallo-terreno-corrente elettrica (se quest'ultima è presente).

La corrente vagante si denomina:

- **corrente captata**, quando, provenendo dal terreno, investe il materiale metallico;
- **corrente dispersa**, quando esce dal materiale metallico per disperdersi nel terreno per passare, attraverso esso, ad altro condotto metallico.

Le aree di **ingresso** della corrente nel metallo hanno un comportamento **catodico**, quelle di **uscita** della corrente dal metallo per disperdersi nel terreno, **anodico**.

Le aree anodiche sono quelle che si corrodono e perciò la corrosione da correnti vaganti dipende dalle correnti disperse e non da quelle captate.

Nei terreni, il caso più comune è quello delle corrosioni provocate da dispersioni da reti tranviarie.

Le correnti elettriche, nel ritornare alla centrale, dopo aver percorso il filo di andata ed azionato il motore del tram, seguono la linea di **minor resistenza**, costituita generalmente dalle rotaie, specialmente se collegate elettricamente in modo permanente ed efficace ai giunti.

Ma delle quantità spesso rilevanti di tali correnti si distaccano dalle rotaie e attraverso il terreno che, per la sua umidità o la presenza di acqua di falda costituisce un buon elettrolita, cercano altre vie di minor resistenza, quali quelle costituite da vicine tubazioni o strutture metalliche.

Il fenomeno può essere schematizzato in figura A.8. come un tubo, prossimo alla rotaia, che viene ad essere percorso da tali correnti vaganti staccatesi dalla rotaia per dirigersi verso la centrale, e si carica negativamente al loro ingresso, positivamente alla loro uscita.

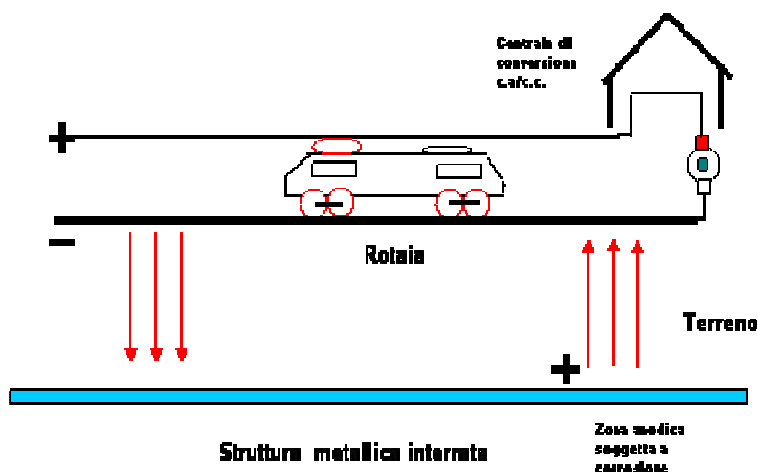


Figura A.8 Schematizzazione del percorso delle correnti vaganti su una condotta.

Si deve tener conto che tra la centrale e il tram si trova l'intera città, o almeno, in presenza di sotto-stazioni, una zona di questa; agli effetti delle correnti parassite, vi saranno parti in cui le membrature metalliche assumono comportamento positivo, e altre in cui esse assumono valore negativo.

Con questa configurazione si capisce che la parte della rete più prossima alla centrale è quella più soggetta alla corrosione; ma le condizioni sono tante e così complesse (posizione del tram, numero e posizione delle tubazioni, conduttività del terreno, effetto degli acquedotti e degli scoli delle acque) da rendere aleatoria ogni previsione.

Si conoscono valori rilevati tra la centrale e i diversi punti della rete che sono pari a 40 volt (distanze 1÷3 Km). In alcuni casi nella zona positiva si registrano valori, fra le rotaie e le tubazioni, d.d.p. perfino dell'ordine di 8 volt.

In molte nazioni tale differenza è fissata per legge ad un max di 1 o 2 volt. I numeri sopra esposti valgono a far capire come spesso i fenomeni corrosivi per correnti vaganti raggiungono una intensità straordinaria. Infatti nei fenomeni elettrolitici della corrosione, le differenze di potenziale che si vengono a stabilire tra punti fisicamente o chimicamente eterogenei sono dell'ordine di centesimi e persino di millesimi di volt, in ambienti spesso (per es. in presenza di un velo di umidità) molto meno conduttivi di quel che non sia normalmente il terreno, eppure esse possono generare corrosioni apprezzabilissime. Differenze di potenziale dell'ordine di parecchi volt, e specialmente in particolari condizioni dell'ambiente, hanno effetti disastrosi.

É quello che, purtroppo, si riscontra in pratica nel sistema circolatorio delle città, ne determinano la vita e sono quindi della più grande importanza.

L'insidia delle correnti vaganti è perciò gravissima ed in alcune città ha assunto il carattere di problema cittadino; vitale è la lotta contro **questo nemico terribile**, tanto da far muovere autorità, radunare commissioni, chiamare esperti, stabilire misure e controlli continui.

Le corrosioni per correnti vaganti contribuiscono in notevole misura al totale dei danni e dei deterioramenti dovuti alla corrosione in genere.

Le forme e i caratteri più appariscenti delle corrosioni per correnti parassite, sono spesso, ma non sempre, caratteristiche: si hanno cioè perforazioni nette e limitate dei tubi.



Figura A.9 - Corrosione con lacerazione e falla nel rivestimento (sinistra) - Tensio-corrosione o corrosione sotto sforzo - fenomeno di innesco e propagazione di cricche sotto l'azione combinata di sollecitazioni meccaniche di tensione e di un ambiente corrosivo (vedi tubo lesionato con taglio longitudinale centrale) (destra).

Altre volte, invece, la corrosione non si differenzia nei suoi caratteri esterni, dovuta agli agenti stessi del terreno. In realtà è logico pensare che alcune volte gli effetti corrosivi si accavallino, **aiutandosi a vicenda**: così può accadere che le correnti vaganti irregolari abbiano causato un inizio di corrosione, una discontinuità superficiale e che in periodi successivi, la corrosione normale, localizzata ed intensificata da tale inizio, continui per conto suo; oppure le correnti vaganti, elettrizzando il terreno, possono dar luogo a ioni particolarmente attivi; infine esse possono, per un fenomeno assai facile a spiegarsi, causare la distruzione di **stati passivi** o anche, semplicemente, di depositi protettivi.

La corrosione ad opera di correnti esterne e quella ad opera di fenomeni elettrochimici locali possono, proseguire indipendentemente, o più spesso integrarsi a vicenda.

Il percorso delle correnti vaganti non è così semplice da individuarsi, ma assai complesso, per la vicinanza di vari elementi metallici e per la diversa loro orientazione, conduttività e sezione, per cui si assiste a salti da una tubazione all'altra, **nella ricerca di un percorso che offra una minima resistenza**, con moltiplicazione delle zone di uscita anodiche.

Alla corrosione delle correnti vaganti sono soggette anche **le armature delle costruzioni in conglomerato cementizio armato**, il quale per la sua costituzione o per la umidità filtrante o per la temperatura (basamenti di forni), può acquistare una certa conduttività elettrica e non isolare più le armature metalliche interne.

In tali condizioni, se il ferro dell'armatura funziona da polo positivo, si ossida: l'aumento di volume risultante può fessurare e rompere il cemento anche se della migliore qualità, ed anche in grossi blocchi solidi. Se invece l'armatura ha un comportamento catodico, avviene che il cemento stesso, ad opera della corrente può alterarsi; infatti il cemento produce una idrolisi dell'acqua e in presenza di sali, la formazione di alcali che distruggono il cemento. Ciò avviene in acqua di mare o anche semplicemente per azioni delle acque con cui il cemento fu impastato.

Anche le correnti alternate possono dar luogo a forti fenomeni corrosivi.

La quantità di corrente vagante che investe e percorre il materiale metallico si dice comunemente corrente interna ed è di entità variabile nelle diverse sezioni del conduttore (in modo particolare se si tratta di elementi metallici di notevole lunghezza), a causa di continui scambi fra metallo e terreno.

La complessità delle correnti vaganti (correnti continue ed alternate di direzione ed intensità diverse) rende difficile lo studio sistematico dei fenomeni di corrosione che può creare, ma il problema è importante e sempre più attuale.

Il C.E.I. studia le norme per la protezione delle realizzazioni tecniche dalla corrosione per correnti vaganti, pur rispettando le misure preventivistiche per la salvaguardia della incolumità umana dal pericolo costituito dalla dispersione di corrente elettrica nelle macchine e realizzazioni industriali che sfruttano questo tipo di energia.

Non si pensi solo ai danni che le correnti vaganti provocano ai materiali ma ai possibili disastri con perdite di vite umane.

Il valore prudenziale del potenziale, suggerito da norme, progetti, non deve superare i 2mV/m - densità di corrente in reti di distribuzione 1mA/m² - adduttrici o feeder 0,5 mA/m².

Ci sono studi che trattano ampiamente l'argomento e rilevano che la caduta di tensione fra centrale di alimentazione ed il punto della linea elettrica da cui attinge la motrice (treno o tram) non segue una legge lineare ma esponenziale, a causa del debole isolamento tra rotaia e suolo.

Non si tratta neanche di esponenziale puro perché le condizioni di isolamento citate variano da zona a zona che il convoglio attraversa ed inoltre il peso del convoglio che si sposta continuamente fa variare le condizioni di contatto, perciò, lo studio che nelle migliori delle ipotesi si fa per più punti del convoglio rispetto alla centrale di alimentazione, non rispecchia, in effetti la realtà.

La sorveglianza contro le correnti vaganti nel terreno sia per fornitura di acque, gas, metano nelle città, sia per gli oleodotti e metanodotti di grande portata e lunghezza è specialmente devoluta a strumenti elettrici di misura e controllo, sia con voltometri aventi sensibilità di **0,2 MΩ per Volt** normalmente con lo zero centrale, sia con strumenti registratori ugualmente sensibili.

A.10.2. Corrosione da corrente impressa

Nelle pagine precedenti si è parlato dei principi elettrochimici, di accoppiamenti bimetallici, del tipo delle pile voltaiche che generano corrente elettrica.

In queste celle la corrente elettrica circola per definizione nella parte esterna del circuito dal polo positivo al negativo e nel liquido elettrolita dal polo negativo al positivo.

Conseguenza del passaggio della corrente è l'emissione di ioni da parte del metallo che funziona da anodo, con tendenza degli stessi a portarsi verso il metallo che funziona da catodo.

Durante il periodo di attività della cella si osserva:

- **formazione di bollicine di gas all'anodo;**
- **consumo del metallo costituente l'anodo.**

Le bollicine di gas risultano di idrogeno. Il metallo asportato dall'anodo si ritrova nel sistema sotto forma di un sale dell'acido formante la soluzione elettrolita.

Il fenomeno è governato da precise leggi, che ad esempio nella pila di Volta sono rappresentate dalla relazione:



Si ha cioè:

- formazione di solfato di zinco;
- sviluppo di idrogeno;
- sviluppo di calore;
- sviluppo di energia elettrica.

La classica pila di Volta è ben nota e consta di due elettrodi di rame e di zinco immersi in una soluzione diluita di acido solforico, ma nella reazione che la governa non appare il rame, il quale viene ad avere, dal punto di vista chimico, solo una funzione accessoria.

Se si misura il calore sviluppato dalla reazione chimica attraverso l'innalzamento di temperatura subito dall'intero sistema, si rileva che non è il totale corrispondente alla tonalità termica della reazione; dunque parte del calore deve aver subito una ulteriore trasformazione e precisamente si è trasformato in energia elettrica.

La quantità di energia elettrica sviluppabile è calcolabile in pile in cui non vi sia, come in quella di Volta, perdita di energia (sviluppo d'idrogeno).

Queste pile sono dette reversibili (pila Daniell) ed in esse, qualora si facesse passare la corrente elettrica di origine esterna, si otterrebbe il ripristino della condizione primitiva del sistema (ricostruzione dell'anodo).

Con queste pile è possibile dunque il calcolo esatto della differenza di potenziale che si stabilisce ai due poli.

L'energia **E** fornita da due poli, in dipendenza della tonalità termica **Q** di una reazione chimica, rappresenta l'energia libera (max lavoro) ottenibile.

L'equazione di *Helmholtz* assume la forma:

$$E = Q + R + \frac{dE}{dT} \quad (\text{A.1})$$

Si rileva una dipendenza della tonalità termica di una reazione chimica e l'energia elettrica.

Le pile reversibili ci dimostrano, inoltre, che l'energia elettrica che investe un metallo immerso in un liquido elettrolita, può produrre energia chimica e come conseguenza la salificazione del metallo (corrosione per consumo). In questo nuovo tipo di sistema elettrochimico non si ha bisogno della simultanea presenza di due metalli di cui uno con funzione accessoria.

Il metallo può costituire parte integrante del circuito elettrico o solo venire a far parte accidentalmente, ma in ogni caso dovrà esistere un punto della sua superficie da cui la corrente esce per entrare nel liquido elettrolita ed un altro per il quale la corrente rientra nel metallo.

I punti di uscita assumono funzione anodica nella cella elettrochimica e quelli di entrata funzione catodica. Dalla superficie catodica si staccano ioni metallici che salificano per reazione con l'elettrolita (prodotti di corrosione).

La quantità di sale che si forma è proporzionale alla intensità della corrente ed è dipendente dalla natura del metallo. Il fenomeno segue la legge di Faraday ed è espresso dalla relazione:

$$m = k \cdot i \cdot t \quad (A.2)$$

dove:

m espresso in grammi, rappresenta la quantità di metallo salificato (prodotto di corrosione);

k l'equivalente elettrochimico del metallo;

i l'intensità in ampere della corrente;

t il tempo in secondi di durata del passaggio della corrente.

A.11. Protezione dei metalli interrati - Protezione Catodica

A.11.1. La protezione passiva

Si è parlato nelle pagine precedenti delle varie cause che determinano la corrosione che possono insorgere sui metalli a contatto con il terreno, vediamo adesso come difenderci.

Anche per i metalli interrati si può intraprendere la via della difesa passiva o quella della difesa attiva. Occorre precisare che, nella totalità dei casi, un metallo interrato non è praticamente ispezionabile, perciò il mezzo di difesa deve avere come caratteristica prima quella della durata nel tempo.

La **difesa passiva** consiste nel rendere le superfici del metallo immuni dalla corrosione mediante ricoprenti: la scelta del metallo e della natura del materiale ricoprente deve essere fatta in stretta relazione con la natura del suolo che dovrà ospitarlo.

Si può in certi casi agire anche sulla natura del terreno riducendo la sua naturale aggressività purché si tratti di strutture metalliche limitate.

Ciò si ottiene mediante l'aggiunta nel terreno di particolari sostanze che ne modificano il pH oppure creando drenaggi opportuni e condizioni di ventilazione superficiale particolari.

La protezione del metallo si può realizzare con vernici naturali o sintetiche, che godono di una alta impermeabilità, ottima resistenza agli sbalzi di temperatura ed ai normali aggressivi chimici del terreno, elevata dielettricità ed essenzialmente che conservino inalterate le loro qualità per un tempo il più lungo possibile.

Le protezioni superficiali metalliche, compresa la zincatura per immersione, danno affidamenti relativi, validi solo per terreni neutri, mentre in terreni non solo acidi ma anche alcalini lo zinco si corrode rapidamente.

La migliore protezione per il ferro interrato, cioè in pratica per le tubazioni, è indubbiamente quella bituminosa. Poi ci sono in commercio smalti alla pece, plastificati appunto per renderli meno sensibili alle variazioni di temperatura.

Alcuni bitumi vengono impastati con cemento Portland, argilla: gli asfalti soffiati ottenuti da oli residui soffiandovi aria a temperatura intorno a 220°C- 240°C costano meno degli asfalti naturali e danno ottimi risultati, con punti di rammollimento fino a 90°C e punti di fragilità fino a -10°C.

Questo intervallo di temperatura fra il punto fragile e quello di rinvenimento è, fra le varie caratteristiche che contraddistinguono i bitumi, una delle più importanti, in quanto un rivestimento fragile a basse temperature è molto pericoloso per le fessure che vi si possono formare, mentre un rivestimento reso molle (e a volte questo avviene per asfalti e bitume non ben scelti, a temperature intorno a 30°C, troppo basse anche per i nostri climi) presenta altri pericoli facilmente intuibili.



Figura A.10 Tubazioni metalliche lasciate alle intemperie che hanno subito continue variazioni di temperatura. Sono evidenti grossi segni di lacerazione prodotta dalle variazioni climatiche.

Il bitume è un composto naturale costituito da una parte oleosa, derivante da idrocarburi saturi naftenici, resine asfaltiche, contenenti carbonio, idrogeno, zolfo, ossigeno; asfalteni derivanti dalla ossidazione, polimerizzazione degli asfalteni, e gli acidi asfaltici e loro anidridi, per forte riscaldamento si trasformano in prodotti insaponificabili.

Si tratta dunque di sistemi colloidali nei quali i prodotti oleosi portano in sospensione le resine asfaltiche e gli asfalteni come fase dispersa ed estrema suddivisione.

È chiaro che sono prodotti naturali possibili di una notevole variabilità di composizione, perciò ne esistono di particolarmente idonei alla protezione dei materiali metallici interrati, in virtù della loro inerzia chimica, della plasticità e dielettricità ed altri meno rispondenti.

Occorre saper scegliere tenendo in gran conto la loro stabilità nel tempo.

La loro natura ne sconsiglia l'impiego in terreni ove possono trovarsi idrocarburi, i quali agirebbero da solventi. I bitumi più pregiati vengono dalla Siria, Palestina, Messico, Stati Uniti, Venezuela.

I primi rivestimenti bituminosi risalgono a *Angus-Schimith* nel 1840 (vedi rapporto della città di Brooklyn del 1858) e consistevano nell'immergere il tubo per 15-30 m in un bagno di pece di carbone ben raffinata e mescolata con l'8% di olio di lino grezzo a 150°C.

I tubi di acciaio e ghisa, dopo essere stati perfettamente puliti della scoria di laminazione e di fusione nel caso della ghisa, vengono scaldati da 240°C a 320°C per mezzo di vapore ad alta pressione a circolazione d'olio caldo, usando lo stesso calore che serve a scaldare il serbatoio di bitume asfaltico. Tale bagno sarà regolato fra i 150°C e i 190°C e di solito si sceglie una composizione tale da garantire un punto di rammollimento fra i 60°C e i 100°C e un punto di infragilimento più basso possibile; anche in dipendenza delle situazioni climatiche è evidente che per le tubazioni in Norvegia sarà più importante il punto di fragilità del rivestimento bituminoso, mentre per le tubazioni destinate al deserto sahariano o al Medio Oriente ciò che più conta è il punto di rammollimento.

È evidente che per i pericoli del rammollimento e della fragilità, per i tubi in opera, generalmente in condizioni di sufficiente stabilità, sia sopra-terra che interrati, è importante il periodo di trasporto e della messa in opera, quando i danni del rivestimento possono essere molto gravi.

L'immersione dei tubi nel bagno in senso verticale è preferibile a quello in senso orizzontale, ed è comune il metodo di spolverare il rivestimento dopo il raffreddamento con sabbia e cemento Portland per facilitare la manipolazione dei tubi ed evitare che si incontrino l'uno con l'altro.



Figura A.11 Testa di tubazione metallica con rivestimento lacerato

La polvere bianca ha anche lo scopo di diminuire l'assorbimento dei raggi solari.

Altro sistema è quello di ricoprire i tubi in luogo, non solo con vernici bituminose, volatili e a freddo, generalmente di protezione insufficiente, ma con bitume dato a caldo.

Il metodo consiste nel dare una prima mano di vernice disciolta in un solvente volatile, dopo si cospargerà il tubo di bitume, sufficientemente riscaldato, cercando di stenderlo in modo regolare.

Il metodo più comune è quello di rinforzare la protezione ricoprendola con un nastro di feltro di carta o anche di feltro di vetro o di asbesto, saturo a sua volta di miscela bituminosa particolarmente impermeabile. Questo metodo è usato sia in fabbrica, proprio per proteggere il rivestimento dalle ingiurie del trasporto e dei raggi del sole, sia sul posto con particolari macchine studiate per lo scopo in questione. È stato pure studiato un sistema con nastro di polietilene che può essere applicato alle tubazioni senza bisogno di ricoprirle con vernice bituminosa.

Il sistema può essere anche usato per ricondizionare **vecchie tubazioni** e le moderne macchine di rivestimento sono talmente perfezionate da garantire un rivestimento perfetto a caldo, raccogliendo il bitume in eccesso meccanicamente, senza perderlo, garantendo l'esatta temperatura del bagno e del tubo e subito dopo ricoprendo il tutto con spirale di carta o di fibra di vetro.

Nel caso di oleodotti caldi occorre, naturalmente usare smalti asfaltici, di particolare composizione con altissimo punto di rammollimento.

I giunti saldati sono in tutti questi casi, molto più comodi rispetto a quelli flangiati.

Mastici d'asfalto con l'80% di sabbia e applicati con speciale metodo di estrusione all'esterno delle medie condotte per olio e per gas danno senz'altro i migliori risultati.

Esistono molti altri prodotti adatti a vari scopi e cioè ad esempio per essere dati a caldo con pennello, a terreni molto corrosivi o particolarmente in presenza di correnti vaganti e si può ormai dire che le esperienze raccolte da vari Comitati, società produttrici, associazioni, sia nell'uso pratico, sia in prove pratiche per durata di molti anni, danno un quadro completo, quale prima non esisteva, e di cui ci si può avvalere facilmente consultando per es.: le norme ASTM, i rapporti dell'Am.Gas Association; Proceeding dell'API, le circolari dell'NBS.

Viene usata anche la **catramatura** per superfici metalliche interrate, ma proprio per la natura stessa del catrame (miscuglio di composti organici aromatici e grassi, derivati dalla distillazione del carbon fossile, delle ligniti, torbe e schisti) e per i processi di produzione, può variare notevolmente di composizione, contenere acqua in sospensione, non dà affidamento per applicazioni così impegnative.

Altro sistema di protezione è la fasciatura delle strutture metalliche a mezzo di materiali isolanti di varia natura. Una buona fasciatura deve possedere ottime qualità di impermeabilità, di elettricità,

resistenza agli aggressivi chimici, elasticità, resistenza alle abrasioni e per particolari casi, coibenza termica.

Fra i materiali usati per le fasciature figurano: carta, iuta, tele grezze, fibre vegetali, lana di vetro, amianto, fibre sintetiche impregnate con vernici e prodotti impermeabilizzanti, naturali o sintetici.

Per una razionale protezione è bene verniciare la superficie metallica prima della fasciatura, onde non correre il pericolo di corrosioni localizzate in corrispondenza di eventuali sacche di aria, rimasta intrappolata durante l'operazione di applicazione della fasciatura.

Molti materiali impregnanti sono idrorepellenti per isolare la struttura metallica dal velo liquido che potrebbe formarsi in caso di ristagni di acqua e di infiltrazione del terreno.

Per determinati elementi metallici, come cavi e tubazioni, è indispensabile che la fasciatura abbia una buona resistenza meccanica, perché la posa avviene a volte per trascinamento ed è quindi indispensabile che il rivestimento non venga danneggiato dallo **strisciamento** contro il terreno di posa.



Figura A.12 Tubazione metallica con vistose lacerazioni sul rivestimento esterno causate da manipolazioni irriguardose nella fase di carico e scarico per impilamento.

Si usano anche fasciature multiple, a due o più strati; i materiali impregnanti devono rispondere a particolari esigenze.

Non devono fragilizzare alle minime temperature raggiungibili dal terreno.

Devono avere una temperatura di termolabilità superiore alla massima raggiungibile dal terreno.

Devono avere una buona inerzia chimica rispetto all'ambiente e devono poter conservarla a lungo nel tempo. Il punto debole di una fasciatura è **la ripresa**, nella quale possono determinarsi facilmente soluzioni di discontinuità; occorre pertanto prevedere una **fasciatura supplementare che agisca come un coprigiunto**. Quando si ha già in partenza la certezza che il terreno di posa è sede di correnti elettriche vaganti si impiega una vernice dielettrica quale pellicola protettiva prima della fasciatura.



Figura A.13 Esempio di ricostruzione passiva su una tubazione metallica con nastri auto-agglomeranti

Quando si devono proteggere tubazioni di vapore o di fluidi ad elevata temperatura si provvede in primo luogo all'isolamento termico mediante coppelle di amianto sagomate a diametro oppure con fasciature di cordoni di amianto. Sopra la copertura termica se ne applica una seconda con decisa funzione impermeabilizzante.

Molte volte, quando si prevede che il terreno esterno possa essere sovraccaricato o comunque soggetto a rimozioni dopo la posa dell'opera interrata si protegge la fasciatura con una gabbia metallica, realizzata con tondini o con profilati di acciaio, verniciati con vernici dielettriche e impermeabilizzanti.

Nel caso di cavi di rame per trasporto energia può accadere di avere particolari esigenze di sicurezza contro l'eventuale corrosione ed allora si impiegano cavi particolari, muniti di doppia schermatura in piombo, già di costruzione.

Anche in questi casi si protegge la schermatura esterna nel modo consueto.

Le "guaine" (di guttaperca, gomma, resine termoplastiche) si usano in casi speciali e per zone particolari, ove le fasciature non bastino: devono essere continue, flessibili a freddo e a caldo, impermeabili, stabili, aderenti e con determinate caratteristiche dielettriche.

Per alcune realizzazioni in ferro o acciaio si usa la protezione con impasti cementizi o calcarei.

L'impasto viene applicato direttamente sulla superficie metallica preventivamente liberata da ossidi o pellicole di laminazione.

L'impasto deve aderire perfettamente su tutte le superfici, in modo che non rimangano incorporate sacche d'aria fra metallo e materiale coprente.

Questi tipi di rivestimenti, per loro natura, non sono mai perfettamente impermeabili; si deve perciò studiare l'impasto in modo tale che il suo pH sia tale da impartire una media alcalinità al velo umido che eventualmente si formi sulla superficie di contatto col metallo.

Un altro sistema di protezione usato per elementi metallici di notevole lunghezza è la posa in cunicoli.

I cunicoli hanno lo scopo di isolare la struttura dal contatto diretto col terreno e possono essere ispezionabili o non praticabili.

Quelli ispezionabili, a guisa di gallerie, devono essere impermeabili rispetto al terreno e muniti di coperture totali o parziali facilmente rimovibili, onde consentire la posa dell'elemento metallico e l'ispezione eventuale.

È ovvio che le coperture devono essere realizzate in modo tale da garantire l'impermeabilità del cunicolo quando sono poste in opera; impermeabilità che si realizza o per forma oppure mediante applicazione di sostanze sigillanti lungo la linea di contatto tra cunicolo e copertura.

Le parti metalliche da proteggere vengono appoggiate su apposite strutture di sostegno sistemate nel cunicolo, in modo da avere un'uniforme ventilazione di tutta la superficie metallica ed evitare il contatto con liquidi occasionalmente infiltrati nel cunicolo.



Figura A.14 Posa di condotte idriche in cunicolo

È bene che questi sostegni siano realizzati in modo da isolare elettricamente la struttura metallica, onde proteggerla dalle correnti vaganti. È sempre bene che in un cunicolo di protezione non venga messa, assieme all'opera da proteggere alcuna conduttura di acqua o di liquidi elettroliti per evitare l'evenienza che una perdita allaghi il cunicolo e crei le possibilità di corrosione.

I cunicoli impraticabili possono essere realizzati mediante elementi tubolari di amianto-cemento, di gres, di cemento, di laterizio, di ghisa o di acciaio, di materia plastica.

In questi casi l'impermeabilità deve essere assicurata nei punti di giunzione, i quali è bene che siano ubicati in modo tale da poter essere facilmente controllati con un modico lavoro di rimozione del terreno ricoprente.

Se il cunicolo deve avere forma e dimensioni tali da fuoriuscire dalla serie normale di prefabbricati, si deve comporre usando elementi commerciali in amianto-cemento, gres, cemento, oppure legno catramato.

Molte volte i cunicoli composti hanno tutto un lato amovibile a guisa di coperchio e la posa della struttura metallica da proteggere è semplice; nel caso invece di interrimento di cavi o condutture flessibili possono avere forma varia ma sempre tubolare e i cavi o condotti flessibili metallici vengono tirati nel cunicolo da una estremità, perciò lungo il condotto, a distanza opportuna vengono sistemate delle camere di tiro: cioè abitacoli di forma e dimensioni adeguate per consentire l'inserimento dell'attrezzatura specifica per il tiro.

Queste camere di tiro vengono realizzate in modo tale da costituire pure dei pozzetti di raccolta dell'eventuale acqua di infiltrazione o di condensa, perciò i cunicoli devono avere una pendenza che convogli alla camera di tiro, grazie alla quale è pure facilitato il lavoro di posa.

Le camere di tiro devono avere dei drenaggi opportuni per lo svuotamento naturale, perciò occorre preparare anche il terreno circostante arricchendolo di sabbia silicea per conferirgli una sufficiente porosità, così che la camera funzioni come pozzo perdente. I cunicoli, praticabili e non, è bene che siano muniti di sfoghi d'aria; misura indispensabile poi nel caso di condutture di gas o liquidi i cui vapori possano formare miscela esplosiva con l'aria.

A volte si usa proteggere degli elementi metallici interrati annegandoli in materiali protettivi; in questi casi si tratta di creare un "terreno artificiale" che ospiti la struttura.

Condizione basilare perché il concetto sia realizzato è che il terreno artificiale sia impermeabile rispetto a quello naturale e sia anche isolato elettricamente.

Normalmente il concetto si realizza creando un contenitore prima, poi ponendo in sito l'opera da proteggere e quindi riempiendo il contenitore con il materiale di annegamento.

Il materiale di riempimento può essere solido o fluido; se solido si usa normalmente sabbia calcarea a grana grossa per garantire una media basicità alla eventuale condensa negli spazi fra i granelli, quando si impiegano riempitivi fluidi occorre scegliere preparati termolabili a temperatura superiore a quella massima raggiungibile dal terreno circostante.

Si usano normalmente bitumi ed asfalti, che si colano a caldo nel cunicolo stesso.

A.11.2. Cemento su ferro

Il cemento trovasi spesso a contatto col ferro nelle costruzioni in cemento armato e, poiché alcalino, lo protegge ottimamente.

Di questa proprietà si fa uso appropriato rivestendo pali, tralicci e specialmente tubazioni, specie se incorporato con pigmenti vari o asbesto.

Il cemento Portland è il più usato, con miscela di sabbia 1÷2 oppure 1÷3 a secondo degli spessori, anche iniettandoli con aria compressa, per proteggere l'esterno di grosse tubazioni e l'interno delle tubazioni stesse, grossi serbatoi, specialmente in acqua potabile.

Nell'interrare tubazioni d'acqua o gas o per riscaldamento nel cemento, come oggi si fa spesso nelle costruzioni edili, occorre evitare la presenza di ceneri (acide) o di cloruro di magnesio, o comunque reazione acida all'impasto.

In ogni caso è importante controllare l'alcalinità del cemento con aggiunta di carbonati. L'uso del cemento come protezione dei tubi di ghisa, galvanizzati o non, risale al 1840 e probabilmente anche a data anteriore; i cementi usati sono idraulici; essi sono usati non solo per condotte d'acqua fredda, ma anche per acqua calda e per protezione contro l'acqua di mare.

Sono stati a tale scopo sviluppati cementi che pur essendo alcalini abbiano una quantità limitata di argilla, che è il prodotto solubile che tende ad andare lentamente in soluzione nei cementi esposti all'acqua. È noto che essa è rimpiazzata da idrossido ferrino e le proprietà protettive del cemento non ne vengono ridotte.

Sono ormai sviluppati i metodi per applicare il cemento sui tubi sia all'interno che all'esterno; sia in fabbrica che con sistemi rudimentali, al momento della messa in opera.

A.11.3. Difesa attiva - Protezione Catodica

La protezione catodica attiva si esplica sovrapponendo al campo elettrico esistente nel terreno e di cui la nostra struttura viene a far parte un nuovo campo elettrico di natura tale da annullare il primo o meglio ancora tale da indirizzare alla struttura da proteggere una corrente elettrica che la raggiunga attraverso il terreno circostante, così che essa diventi sede di correnti in entrata e non in uscita.

Gli anodi reattivi, interrati in vicinanza della struttura metallica, sono delle masse di metalli elettropositivi quali magnesio, zinco, alluminio collegati elettricamente alla struttura da proteggere; vengono a creare una pila nella quale il catodo è costituito dalla struttura e l'anodo dalla massa interrata e l'elettrolita dal terreno.

Una pila del genere erogherà corrente fino a che l'anodo, detto sacrificale, non si sarà consumato.

In serie al conduttore di rame che collega gli anodi alla struttura, e che sarà isolato elettricamente ed impermeabilizzato, si può inserire un sistema di regolazione, onde regolare la corrente della pila alle esigenze derivanti dallo stato elettrico del terreno.

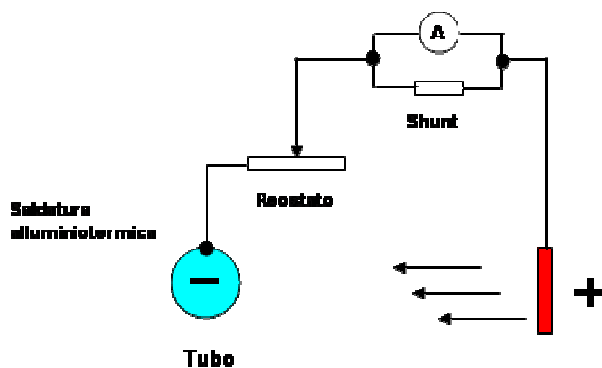


Figura A.15 Protezione catodica attiva di una condotta con anodo sacrificale e regolazione di misura del potenziale della pila

Una protezione di questo genere presuppone la possibilità continua degli anodi e di ricambio facile al momento del suo consumo. Gli anodi vengono preparati nelle forme e dimensioni più disparate.

A seconda dell'impiego che se ne presuppone, si deve tenere sempre presente il concetto che l'anodo è sacrificale e che conseguentemente deve essere sostituito con facilità. La forma deve essere tale da presentare la maggiore superficie possibile a parità di massa. Altro tipo di protezione catodica è quella che prevede il prelievo di energia elettrica dalle normali reti di distribuzione dell'ENEL.



Figura A.16 Descrizione anodo magnesio. Gli anodi destinati alla posa nel terreno, sono normalmente forniti preassemblati in sacchi di cotone con uno speciale backfill igroscopico ed accessoriati con metri 6 di cavo a doppio isolamento tipo FG7R sez. $1 \times 10 \text{ mm}^2$ (UNI 9782). La composizione dello speciale Backfill è: gesso 75% - Bentonite 20% Solfato di Sodio 5%. Composizione chimica della lega di Magnesio: Alluminio 5,3-6,7%- Manganese 0,15 min.%- Zinco 2,5-3,5% Silicio 0,10 max max%--Rame 0,02 max%-Ni 0,002 max %-Ferro 0,003 max%-altri 0,30 max%-Magnesio rimanente. Caratteristiche elettrochimiche: Capacità Ah/kg 1100- potenziale V -0,5 Riferito a Cu/Cu SO_4 .

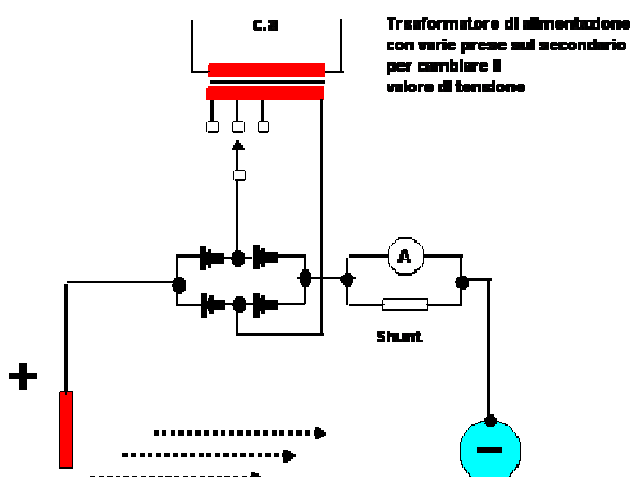


Figura A.17 Protezione catodica con alimentazione da apposita centralina stradale alimentata con energia elettrica fornita dall'ENEL



Figura A.18 Gli anodi di ferro- silicio vengono impiegati per impianti a corrente impressa per la protezione catodica sia di strutture interrate, sia di strutture immerse in acqua di mare, sia per l'interno di serbatoi. La percentuale di silicio presente nella lega varia dal 14 al 15% ed il consumo dell'anodo è valutabile intorno ai 450 gr/anno alla densità di corrente di $0,1 \text{ A/dm}^2$. Per applicazioni in cui il contenuto di cloro dell'ambiente è particolarmente alto, alla lega di ferro-silicio viene aggiunto del cromo in percentuale al 4%. La connessione cavo- anodo è realizzata in modo da avere una bassa resistenza elettrica e una elevata resistenza meccanica. Tale connessione viene incapsulata con resina epossidica avente notevoli proprietà sia elettriche che meccaniche. La sezione standard del cavo di collegamento è di 10 mm^2 e la lunghezza è di 3 m, dimensioni queste adatte alla maggiore parte delle applicazioni.

Il sistema comprende un raddrizzatore che trasforma la corrente alternata in continua per fornire la corrente di protezione.

Detto raddrizzatore viene collegato per il polo negativo alla struttura da proteggere e quello positivo ad una **presa di terra** composta da anodi di ferro-silicio ad intimo contatto con il terreno.

Il terreno umido, oppure il liquido in cui il sistema risulta immerso, funziona da elettrolita e la corrente impressa entra nella struttura la quale così capta e non disperde la corrente e conseguentemente non si corrode per effetto della corrente galvanica altrimenti esistente.

È basilare conoscere lo stato elettrico del terreno con tutte le opere elettriche interrato e in superficie, e stabilire il gradiente di potenziale del suolo, rilevato rispetto ad un punto del terreno stesso ritenuto di **potenziale zero**; ciò per canalizzazioni importanti da collegare nel terreno stesso.

Poiché non può stabilirsi questo ipotetico punto a potenziale zero, in quanto la terra è per definizione tutta a potenziale zero, si usa riportare le misurazioni ad una cella formata da un elettrodo di rame purissimo sistemato al centro di una buca praticata nel terreno e riempita di solfato di rame.

Si possono fare i rilevamenti pure riferendosi ad una struttura metallica preesistente nel terreno ma in un punto lontano dalla eventuale influenza accertata dei campi elettrici. L'elettrodo di rame o la struttura metallica di riferimento si ritengono il punto del terreno a potenziale zero.

In base alla serie di rilevamenti eseguiti si può impiantare la carta elettrica della zona, dalla quale emerge la porzione di terreno più idonea per l'interramento di strutture metalliche col minor pericolo di corrosione.

L'approntamento della carta elettrica è certo laboriosa, tanto più quanto interessa il progetto di sistemazione di canalizzazioni o cavi metallici che si estendono per molti chilometri e, però, il contributo che si ha per la difesa del materiale metallico interrato è certo tale da giustificare l'impresa.

Poiché la conoscenza dello stato elettrico del suolo non interessa una sola persona o impresa, ma tutti quanti hanno materiali metallici interrati in zona urbana e industriale, la ricerca si può definire di interesse pubblico, e come tale dovrebbe essere condotta da Istituti dello Stato ed i risultati posti a disposizione dei cittadini, anche perché, oltre all'importanza industriale, esiste quella della pubblica sicurezza, per la conseguenza che la corrosione, anche localizzata, può portare.

A.11.4. La corrente interna

In contrapposto con **corrente vagante**, si usa il termine **di corrente interna** per indicare la corrente che passa in un conduttore metallico; **la corrente dispersa** è quella corrente vagante che si disperde nell'ambiente in cui è uscita, senza essere captata.

Si ricorda ancora che la zona anodica è quella in uscita mentre la zona catodica è quella di entrata.

L'immunità di un metallo dalla corrosione può essere spontanea, se il metallo nell'ambiente considerato è elettricamente nobile; può essere pseudo-spontanea se è dovuta a passivazione superficiale (che può essere distrutta, alterata, o danneggiata, ed è comunque caratterizzata da una certa labilità o sensibilità): può essere provocata se il metallo diventa per cause esterne catodico rispetto ad un altro ad esso elettricamente collegato, che funziona da anodo e si sacrificherà, corrodendosi, salvaguardando il catodo.

Precedentemente è stato riportato, come l'aggressività delle acque o viceversa la corrodibilità di un metallo in acqua, dipende non solo dal pH e dalla salinità totale dell'acqua stessa, ma dal suo movimento, dall'aria disciolta, dalla presenza di ioni ossidanti, dalla presenza di CO₂ libero o semi-libero. In un terreno, il pH varia da 4 ÷ 10, e le condizioni di immunità catodica sono assicurate da differenze di potenziale (rispetto ad uno elettrodo CuSO₄ saturo) di:

- **1,00 per il ferro;**
- **0,82 per il piombo (anche in presenza di CO₂);**

- **0,55 per il rame.**

Completamente diverse sono le condizioni nel caso dell'alluminio, più sensibile del ferro alla corrosione da corrente alternata.

La corrente impressa, pur essendo leggermente superiore al minimo necessario per provocare protezione catodica deve essere, tuttavia, debole per non rovinare i rivestimenti dei tubi.

Anodi intercambiabili di zinco si usano quando la resistenza del terreno è inferiore a **4'000 ohm**, mentre da 4'000 a 3'000 ohm per cm³ si usano elettrodi di alluminio o magnesio.

Si usa anche magnesio sotto forma di nastro e si trovano in commercio anodi già preparati, impaccati in solfato di calcio o bentonite pronti per l'uso, che hanno il vantaggio di non dare origine a sali insolubili superficiali che isolerebbero la superficie.

Per l'alluminio si adoperano pacchi preparati con argilla e sale oppure ossicloruro di magnesio e invece dell'alluminio si può usare una lega di alluminio con il 5% di zinco.

I rivestimenti bituminosi e la protezione catodica si integrano a vicenda purché la seconda non danneggi i primi.

La protezione catodica si può usare anche per serbatoi chimici e di acqua calda, ma la corrente deve essere bassa e l'ossigeno liberato dall'anodo deve essere limitato.

A.11.5. Provvedimenti

La protezione contro la corrosione può essere ricondotta a diversi ordini di provvedimenti:

- 1) rendere le strutture sotterranee il meno accessibili alle corrosioni di qualunque origine con adatte protezioni superficiali o con opportune condizioni di posa;
- 2) ridurre le entità delle correnti vaganti generate dagli impianti a corrente continua con correnti di ritorno per il suolo, stabilendo regole circa la costruzione, l'esercizio, la manutenzione di tali impianti;
- 3) ridurre al minimo possibile l'interferenza deleteria fra strutture sotterranee o campi di correnti vaganti nel senso di stabilire collegamenti fra i conduttori metallici immessi nel terreno o di inserire opportuni generatori, tali da portare a potenziali sufficientemente negativi rispetto al mezzo adiacente i punti delle strutture da proteggere.

Si precisa che quasi tutti i provvedimenti, se anche possono dare all'impianto appena realizzato una certa garanzia di protezione, non possono essere in nessun caso atti a garantire l'assoluta protezione dalle corrosioni.

Questo per l'inevitabile invecchiamento dei rivestimenti dell'isolamento di posa.

I provvedimenti perciò non sono da soli sufficienti per una protezione assoluta e talora per una protezione efficace.

La stessa osservanza delle regole rappresenta una garanzia circa la bontà delle costruzioni, dell'esercizio, della manutenzione ancora compatibile con le esigenze tecniche ed economiche degli impianti.

A.11.6. Efficienza e resistenza di isolamento di un rivestimento

Le caratteristiche protettive di un rivestimento possono essere espresse mediante due grandezze complementari: l'efficienza ζ e la resistenza di isolamento p .

La prima rappresenta la frazione di superficie effettivamente ricoperta dal rivestimento e $(1 - \zeta)$ rappresenta la quota parte di superficie lasciata scoperta da pori, lacerazioni, imperfezioni di rivestimento.

La resistenza di isolamento e la resistenza ohmica equivalente ad un metro quadrato di superficie è espressa in $\text{ohm} \cdot \text{m}^2$. Essa non dipende solo dalle proprietà dielettriche intrinseche del rivestimento, ma anche dai valori delle resistenze di isolamento dei più comuni rivestimenti (Tab. A.5):

Tipo di rivestimento	Spessore (mm)	Resistività propria (Ohm·m)	Resistenza di isolamento (Ohm·m ²)
Bitumi rinforzati con lana di vetro	2-7	$>10^{12}$	$\approx 10^3$
Polietilene, alta densità e nastri	2	$>10^{16}$	$\approx 10^5$
Resine epossidiche			
-FBE	0.4	$>10^{14}$	$\approx 10^4$
-Poliammidi	0.4	$>10^{11}$	$>10^4$
PVC	1	$>10^{13}$	$\approx 10^8$

Tabella A.5

A.11.7. I giunti isolanti

A.11.7.1. Generalità sui giunti isolanti

Tutte le tubazioni metalliche interrate devono essere dotate a monte e a valle, secondo la configurazione del sistema di distribuzione, di giunto isolante (dielettrico).

Il giunto è un dispositivo idraulico ed elettrico con funzione di interrompere la continuità elettrica delle condotte metalliche.

Il giunto dielettrico assolve anche al compito di bloccare l'insorgere di fenomeni di corrosione derivanti dalla possibile formazione di pile di corrosione causate dal collegamento di materiali diversi.



Figura A.19 Esempio di giunto isolante installato

La sempre crescente diffusione dei sistemi di protezione contro le corrosioni delle condotte metalliche interrate ha promosso studi e ricerche per un continuo miglioramento dei materiali isolanti di rivestimento e, nello stesso tempo, ha portato ad un vasto impiego di giunti isolanti.

E ciò perché, essendo l'intensità dei fenomeni di corrosione lungo le strutture metalliche interrate non protette catodicamente, direttamente proporzionale al flusso totale di corrente lungo le strutture stesse, il primo logico provvedimento di protezione adottato è stato appunto quello di aumentare la loro resistenza elettrica totale.

Con i rivestimenti si tende infatti ad accrescere la resistenza trasversale, mentre con l'impiego dei giunti si tende ad aumentare quella longitudinale.

In pratica, con questi due provvedimenti si cerca di realizzare un sempre più efficiente stato di protezione passiva che, oltre a rappresentare in ogni caso un valido provvedimento di difesa dalle corrosioni, è premessa necessaria ed anzi indispensabile per la realizzazione di impianti di protezione catodica tecnicamente corretti.



Figura A.20 Giunti isolanti di sezionamento condotte principali prima dell'installazione.

Per quanto riguarda i giunti isolanti, se ne consiglia un sempre maggiore impiego, sia allo scopo di eludere dai sistemi di protezione quelle parti di condotte adduttrici o di reti di distribuzione, come pure ogni derivazione di utenza di queste ultime che possono costituire **messa a terra** delle strutture da proteggere, sia per sezionare elettricamente le une e le altre in ben determinati tratti o maglie.

Non bisogna dimenticare a tal proposito che nei condomini, studi medici o altro, per leggi e norme di scopi diversi, le masse metalliche devono essere collegate all'impianto di terra globale e deve sussistere anche un coordinamento con le apparecchiature di protezione per evitare contatti indiretti.

Un tale sezionamento è poi indispensabile quando si voglia realizzare un impianto di protezione catodica, razionale, facilmente controllabile, efficiente e di basso costo di esercizio.

Questo più esteso impiego di giunti isolanti e l'affinamento del sistema di indagine hanno però sottoposto i giunti stessi ad un più accurato controllo della loro efficienza di funzionamento.

Si è potuto constatare così a quali inconvenienti si va incontro con giunti isolanti inefficienti sia per progetto, sia perché realizzati con materiali inadatti.



Figura A.21 Esempio di giunto isolante installato sulla condotta di mandata di un impianto di sollevamento di acqua potabile. Materiale sigillante: resina epossidica indurente a freddo; rivestimento interno: resina epossidica in polvere a 220°C; rivestimento esterno fondo spossa-fenolico; guarnizioni di tenuta: butadiene acrilonitrile-fluoropolimero Viton per alte temperature di servizio; anelli di isolamento: stratificato di vetro e resina epossidica classe G10-G11 NEMA L1 R. compressione >400 N/mm².

A.11.7.2. Problemi dei giunti

Un giunto inefficiente, che lasci passare corrente, può mettere fuori esercizio un impianto di protezione catodica e richiedere un lungo tempo per essere individuato e sostituito.

Nel caso particolare di reti di distribuzione protette solo passivamente, e cioè con rivestimenti e giunti isolanti, l'eventuale perdita elettrica attraverso un giunto di utenza difettoso, non facilmente individuabile, può, a volte, dar luogo ad una intensa zona anodica sulla tubazione interna all'utenza con possibili gravi conseguenze.

La scelta del tipo di giunto è fatta troppo spesso considerando unicamente il fattore prezzo, il che è assai dannoso. È importante dunque installare i giunti in maniera giusta e installarli possibilmente in camere di grande calibro mentre i più piccoli in pozzetti ispezionabili possibilmente stagni.

Poiché il giunto ha funzione prevalentemente elettrica si riportano di seguito le prove a cui deve essere sottoposto:

- la resistenza in aria dei giunti non dovrà essere inferiore a 5 Mega-ohm;
- dopo una completa immersione dei giunti per un periodo di 12 ore in soluzione di cloruro di sodio al 3% e dopo asciugamento in aria la resistenza di isolamento non dovrà risultare inferiore a 3 Mega-ohm;
- la rigidità dielettrica non dovrà essere inferiore a 2,5 kV a meno che non vengano richiesti, per casi particolari, valori più elevati.

Per quanto riguarda la rigidità dielettrica e su esperienze è bene dire che, pur essendo stato in generale accettato il valore di 2,5 kV, esistono ancora idee molto contrastanti. Alcuni ritengono sufficiente un valore non inferiore a 2 kV, altri di 5 kV e altri ancora di 10 kV se non addirittura 20 kV. Poiché i valori così elevati di rigidità dielettrica non trovano pratica giustificazione se non in casi singolari e del tutto eccezionali, non sembra produttivo esigerli in quanto per ottenerli si rischia di compromettere il raggiungimento di quelle elevate caratteristiche meccaniche richieste durante le effettive condizioni di esercizio delle condotte metalliche interrate.



Figura A.22 Giunti isolanti impilati di vari diametri e pressioni di esercizio

D'altro canto già per raggiungere con calcoli teorici valori di tensioni indotte su tali strutture dell'ordine di 2,5 kV occorre partire da premesse che non hanno riscontro in pratica.

Fra queste, ad esempio, quella di un alto valore della resistenza verso terra della tubazione che praticamente e nella normalità dei casi, è invece dell'ordine dell'OHM. Per le considerazioni sopra esposte appare logico e tecnicamente corretto l'aver fissato in 2,5 kV il valore della rigidità dielettrica dei giunti per condotte principali, prevedendo per quei particolarissimi casi di possibili maggiori sovratensioni l'impiego di adatti scaricatori di tensione.

Si riporta di seguito una formula di calcolo di una resistenza elettrica con giunto pieno di acqua:

$$R = \frac{Q \cdot (L - 2 \cdot I)}{A} = \text{OHM} \quad (\text{A.3})$$

dove:

R = resistenza (Ohm);

Q = resistività media dell'acqua (Ohm·cm);

L = lunghezza totale del giunto (cm);

I = lunghezza delle parti interne del giunto non rivestite (cm);

A = sezione interna del giunto (cm²).

A.11.8. Metodi preliminari per proteggersi dalla corrosione

La protezione catodica di una tubazione richiede l'esecuzione di una serie di indagini elettriche preliminari, la scelta del tipo di impianto più adatto ed il suo dimensionamento ed il controllo nel tempo della sua efficienza.

A.11.8.1. Indagini elettriche

Le indagini elettriche hanno principalmente i seguenti scopi:

1. valutare il pericolo di corrosione da parte dei terreni attraversati (ad esempio mediante la misura della loro resistenza elettrica);
2. rilevare i dati necessari alla progettazione degli impianti mediante prove di protezione catodica;
3. studiare le interferenze elettriche che si possono verificare tra strutture metalliche interrate.

A.11.8.2. Misura della resistività elettrica dei terreni

Le resistività elettriche danno un'indicazione abbastanza precisa della corrosività relativa dei terreni attraversati da una tubazione. La misura è generalmente effettuata con il metodo di *Wenner* o dei quattro elettrodi in superficie, che ha il vantaggio di essere rapida e di non alterare le caratteristiche proprie del terreno. Secondo la Commissione di Studio dei Fenomeni di Corrosione Elettrolitica (CSFCE) la determinazione della resistività dei terreni con il metodo di *Wenner* viene effettuata nel modo seguente. Per la misura della resistività in superficie si impiegano quattro aste metalliche (elettrodi) lunghe circa 500mm, con diametro di circa 10mm. Esse vengono infisse nel terreno a distanze uguali secondo un allineamento rettilineo e collegate ad un misuratore di resistenza a quattro morsetti alimentato da un generatore a corrente alternata di frequenza opportuna.

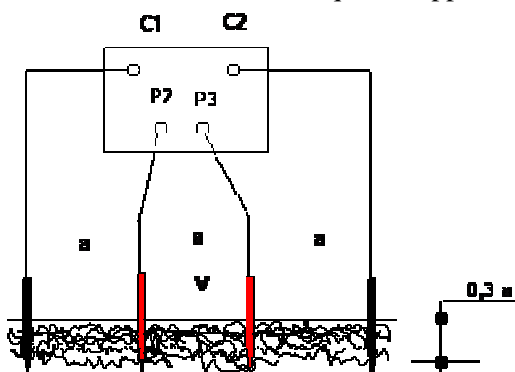


Figura A.23 Misura della resistenza del terreno con il metodo *Wenner* dei quattro elettrodi in superficie.

Si fa notare che la presenza di strutture metalliche interrato può alterare i risultati della misura.

Pertanto in presenza di condotte metalliche interrato può, ad es., essere opportuno realizzare un allineamento perpendicolare al tracciato delle stesse, sistemando tutti gli elettrodi dallo stesso lato rispetto alla condotta.

Nel caso di distanze interelettrodiche relativamente piccole (inferiori a 1m) conviene utilizzare elettrodi più corti (ad es. 250÷300mm). La profondità di penetrazione degli elettrodi nel terreno non deve superare **0,3 a** essendo **a** la distanza fra un elettrodo e l'altro: con ciò l'errore di misura non dovrebbe superare il 5% del valore teorico ottenibile considerando contatti puntiformi.

La profondità del terreno interessata dalla misura è dell'ordine della distanza interelettrodica **a**.

Con questo metodo non si ottiene il valore della media aritmetica della resistività fino alla profondità suddetta, dato che gli strati più superficiali possono contribuire maggiormente al risultato della misura di quelli più profondi; il valore trovato secondo questo procedimento viene perciò indicato come **resistività apparente**.

Per una distanza interelettrodica di **a** metri, si può calcolare la resistività apparente secondo la formula:

$$\rho = 2 \pi a R \quad (\text{A.4})$$

dove:

ρ è la resistività apparente espressa in $\Omega \cdot \text{m}$;

R (resistenza fra gli elettrodi interni) espressa in Ω si ottiene dalla:

$$R = \frac{V}{I} \quad (\text{A.5})$$

Per ottenere un valore di ρ il più prossimo possibile a quello del terreno a diretto contatto con le strutture (tubi, cavi etc.), la distanza interelettrodica dovrebbe essere pari ad una volta e mezzo la loro profondità di interrimento: in pratica però, per misure orientative, gli elettrodi possono essere disposti ad una distanza **a**=1,60m tale da far assumere al fattore $2 \pi a$ il valore di 10, il che semplifica il calcolo di ρ .

Volendo avere maggiori informazioni sui valori di resistività a livelli progressivamente più profondi, si effettueranno misure successive aumentando le distanze interelettrodiche (possibilmente secondo multipli di 1,6) sino a raggiungere la profondità desiderata.

Per ottenere una rappresentazione grafica in coordinate cartesiane della resistività di un terreno lungo un determinato tracciato, si riportano normalmente in ascisse le distanze progressive (in scala lineare ed in ordinate le resistività in scala logaritmica).

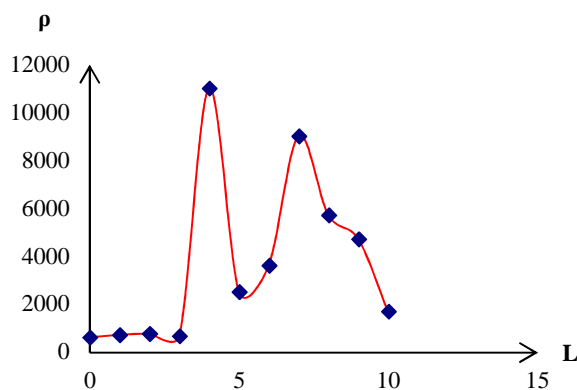


Figura A.21

Le resistività sono misurate ad intervalli regolari (ad es. 500m) e dove le caratteristiche dei terreni sembrano cambiare, naturalmente lo studio è tanto più completo quanto minore è l'intervallo prescelto.

È opportuno accompagnare il valore della resistività con quello dell'umidità e della temperatura del terreno. Le misure della resistività possono essere effettuate anche con speciali sonde da infiggere nel terreno (queste sonde sono sempre basate sul metodo *Wenner*) o con apposite celle, nelle quali sono introdotti campioni dei terreni da esaminare.

A.11.8.3. Comportamento delle correnti disperse

Le correnti disperse nel terreno da impianti di transizione a corrente continua (ferrovie, tramvie,...) determinano uno stato elettrico variabile sulle tubazioni metalliche interrate.

Questi stati elettrici variabili possono essere studiati mediante registrazione dei potenziali fra le tubazioni e l'ambiente esterno; per l'esecuzione delle misure (è consigliabile impiegare strumenti con resistenza interna non inferiore a $10^6 \Omega/V$).

Poiché le correnti vaganti sono in genere disperse da ferrovie e tramvie che seguono orari giornalieri prestabiliti, si ritiene sufficiente effettuare registrazioni della durata di 24 ore per conoscere, almeno in prima approssimazione, l'intensità e la direzione delle correnti vaganti che circolano nelle tubazioni. Siano ad esempio da studiare le correnti vaganti che interessano le tubazioni della figura:

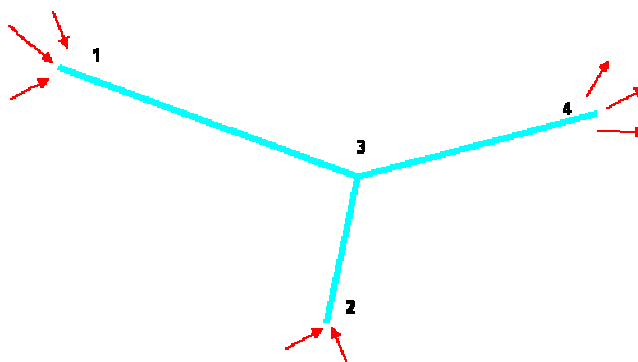


Figura A.25 Circolazioni di correnti vaganti in un sistema di tubazioni in un determinato istante

Nelle posizioni 1,2,3,4 si effettuano registrazioni contemporanee dei potenziali e si confrontano quindi i relativi diagrammi, tenendo presente che ad uno spostamento dell'indice dello strumento in senso negativo corrisponde una corrente in entrata nelle tubazioni e ad uno spostamento in senso positivo una corrente in uscita.

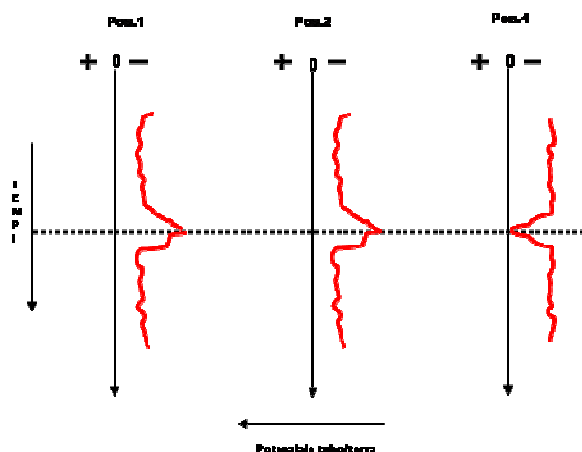


Figura A.26 Registrazioni contemporanee dei potenziali nei punti 1, 2, 4

All'istante t si ha quindi una corrente in entrata alla posizione 1 e 2 ed una corrente in uscita alla posizione 4. Dall'esame dei diagrammi può risultare la necessità di effettuare, per una migliore comprensione dello stato elettrico delle tubazioni, ulteriori registrazioni in altre posizioni (ad es. posizione 3).

Il pericolo di corrosione in un punto si valuta considerando il valore medio del potenziale al di sopra della soglia di immunità (la sua durata è possibilmente anche il valore medio della corrente ceduta all'ambiente).

A.11.8.4. Prova di protezione catodica

L'andamento del potenziale di una tubazione rispetto al terreno, quando è applicata una forza elettromotrice tra un punto di essa e una presa di terra, può essere calcolato teoricamente se sono note la resistenza longitudinale unitaria e la resistenza trasversale unitaria della tubazione stessa.

Il calcolo è abbastanza semplice se i parametri elettrici del terreno e della tubazione sono costanti, ma questa ipotesi in pratica si verifica difficilmente perché il terreno può variare da zona a zona come composizione ed umidità, perché l'assestamento del terreno dopo la posa non è uniforme, perché si possono avere delle discontinuità nel rivestimento, perché cambiano i diametri e gli spessori della tubazione.

È pertanto preferibile rilevare sperimentalmente l'andamento del potenziale di una tubazione isolata all'estremità servendosi del circuito indicato in figura, dove la f.e.m. può essere data da un gruppo elettrogeno o da una batteria e la presa di terra può essere realizzata con picchetti d'acciaio infissi nel terreno.

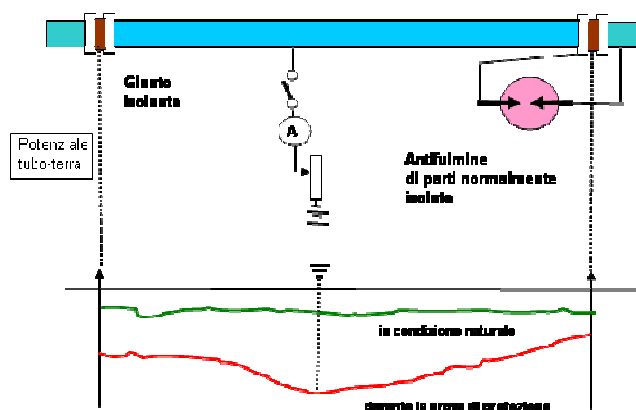


Figura A.27 Schema esemplificativo di prova di protezione catodica



Figura A.28 Equipotenzializzazione anti-fulmine. Vengono, in genere, utilizzati per il collegamento diretto di elementi conduttori dell'impianto

Misurati i potenziali tubo-terra (punto 3-1) lungo la tubazione se ne riportano i valori ottenuti su un diagramma cartesiano dove si rileva il tipico andamento del potenziale.

A.11.8.5. Interferenza elettrica fra strutture metalliche

Per interferenza fra strutture metalliche si intende il fenomeno per il quale si ha uno scambio indesiderato di corrente fra le strutture attraverso l'ambiente in cui sono immerse (ad es. il terreno).

Ad es. la corrente dispersa nel terreno da un impianto di protezione catodica può dar luogo ad un'interferenza su di un'altra struttura metallica interrata.

Le interferenze su una data struttura sono rilevate:

- inserendo e disinserendo in modo ciclico ed una per volta le f.e.m. di ciascuna struttura considerata come interferente (ad es. con tempi di inserzione e di disinserzione rispettivamente di 15 e 5 sec);
- determinando, preferibilmente con strumenti registratori, le variazioni dello stato elettrico della struttura sulla quale si vuole rilevare l'interferenza.

Le misure vanno eseguite su tutto il tratto della struttura presumibilmente interessata dall'interferenza.

Gli elettrodi di riferimento vanno posti fra la struttura interferente e quella interferita, il più vicino possibile a quest'ultima.

La commissione di studio dei Fenomeni di Corrosione Elettrolitica pone, per l'accettabilità o meno di una interferenza, dei limiti diversi a seconda che trattasi di strutture con o senza protezione catodica.

Nel caso di una struttura interferita e dotata di protezione catodica, (salvo diverso accordo con il proprietario della struttura interferita), le variazioni di potenziale nei punti prescelti devono essere contenute entro il 10% in senso positivo e il 15% in senso negativo del valore assoluto del potenziale della struttura nel punto di misura (esempio, se la struttura nel punto considerato è ad un potenziale di -1v Cu/CuSO₄ i potenziali ammissibili saranno compresi nell'intervallo: -0,9÷-1,15 V).

In ogni caso le variazioni positive non devono mai essere tali da portare il potenziale della struttura al di sopra del potenziale di sicurezza.

Nel caso di una struttura interferita senza protezione catodica o parzialmente protetta, nei punti prescelti le variazioni di potenziale in senso positivo non devono essere apprezzabili.

Le variazioni in senso negativo sono tollerabili purché le conseguenti variazioni in senso positivo restino inapprezzabili.

Per prevenire le interferenze e quindi evitare interventi generalmente molto onerosi dopo la posa, è consigliabile adottare, in fase di progettazione delle tubazioni, tutti gli accorgimenti possibili (massima distanza da altre strutture metalliche, rivestimenti con elevata resistenza di isolamento, frazionamento della potenza degli impianti interferenti, accurata scelta della posizione dei dispersori, bassa resistenza verso terra dei dispersori stessi, etc.).

Se le interferenze, nonostante i suddetti accorgimenti, non sono contenute entro limiti ammissibili, si potrà provvedere nel modo seguente:

- quando si hanno variazioni positive del potenziale, migliorando l'isolamento verso terra sia delle strutture interferenti che di quelle interferite (in particolare in corrispondenza degli attraversamenti delle strutture), riducendo per quanto possibile la corrente di protezione delle strutture interferenti, aumentando la corrente di protezione della struttura interferita ed installando nel punto interferito un impianto di **protezione catodica supplementare** (con anodi galvanici o alimentatori);

- quando si hanno variazioni negative del potenziale, migliorando l'isolamento verso terra sia delle strutture interferenti che interferite, frazionando l'impianto di protezione catodica della struttura interferente in più impianti eroganti ciascuno una minore intensità di corrente ed allontanando per quanto possibile il dispersore dell'impianto interferente dalla struttura interferita.

A.11.9. Progettazione degli impianti di protezione catodica

A.11.9.1. La soglia di immunità di una struttura

Esiste il valore minimo di potenziale di una struttura, detto soglia di immunità, al disotto del quale cessano i fenomeni di corrosione perché tutta la struttura, ricevendo corrente dall'ambiente esterno, si comporta come un catodo.

La protezione è quindi completa quando il potenziale, in ogni punto della struttura ed in ogni istante, è uguale o algebricamente inferiore alla soglia di immunità.

Normalmente però per avere un certo margine di sicurezza ci si riferisce, anziché alla soglia di immunità, ad un potenziale più negativo detto di sicurezza.

Secondo una convenzione comunemente accettata il potenziale di sicurezza di una struttura di acciaio, quando la misura è effettuata con l'elettrodo di riferimento al solfato di rame Cu/CuSO_4 , è pari a -850 mV. In terreno anaerobico, in cui ci siano valori più bassi di tale potenziale, pari a -950 mV, la protezione catodica si realizza in pratica, dopo aver controllato l'isolamento delle tubazioni con uno dei seguenti tipo di impianto:

1. impianto con alimentatore ;
2. impianto con anodi galvanici ;
3. impianto di drenaggio.

Nei punti seguenti sono descritti:

- i primi due tipi di impianto;
- i metodi per il loro dimensionamento;
- i criteri da seguire per la scelta del tipo più adatto ai vari casi che si presentano.

Per quanto riguarda gli impianti di drenaggio, essi sono costituiti da collegamenti metallici fra strutture che si interferiscono. Ad esempio, se una tubazione è interessata dalle correnti vaganti disperse da una ferrovia o da una tranvia, nel punto in cui la corrente passa dalla tubazione alla rotaia si può effettuare un collegamento metallico fra le strutture.

In queste condizioni la corrente, anziché passare attraverso il terreno provocando delle corrosioni nella zona in cui lascia la tubazione, segue il collegamento metallico senza causare danni.

In genere però è necessario inserire nel collegamento opportuni dispositivi, per limitare l'intensità della corrente drenata, ed elementi semiconduttori o automatismi per evitare che in certi istanti la corrente nel collegamento cambi senso provocando danni in altre parti della tubazione.

Gli impianti di drenaggio danno quasi sempre una protezione solo parziale, sono spesso causa di interferenza su altre strutture e richiedono frequenti controlli e regolazioni (es. quando varia il traffico ferroviario). Per questi motivi l'impiego dei drenaggi è in genere limitato all'eliminazione delle interferenze locali dovute a ferro-tranvie e non per ottenere la protezione catodica delle strutture.

A.11.9.2. Protezione catodica con alimentatore

Con questo impianto la corrente di protezione è inviata nel terreno da un circuito elettrico realizzato secondo lo schema di principio indicato:

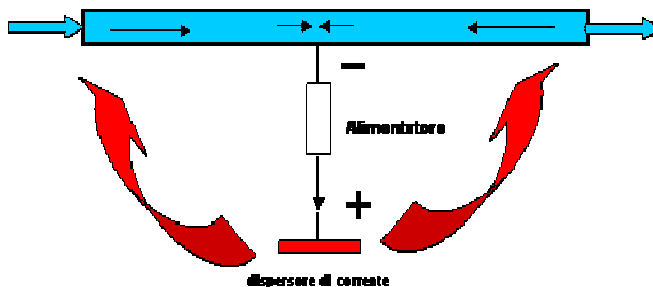


Figura A.29 Protezione catodica con alimentatore

A.11.9.3. Apparecchiature di alimentazione a potenziale o corrente impressa

Gli alimentatori possono essere a potenziale costante o a corrente costante.

I primi hanno un dispositivo che consente di mantenere costante, in un determinato punto, il potenziale della struttura al variare del campo elettrico esterno (ad esempio per la presenza di correnti vaganti) entro certi limiti prefissati.

Gli alimentatori del secondo tipo, che sono quelli più frequentemente impiegati, mantengono costante, sempre entro certi limiti, la corrente erogata.

Essi sono costituiti da un trasformatore, un ponte raddrizzatore con diodi al silicio ed un reattore magnetico saturabile.



Figura A.30 Alimentatore di protezione catodica per corrente impressa di vecchia generazione. Si nota che una parte delle apparecchiature sono immerse nell'olio contenuto in un cassone metallico.

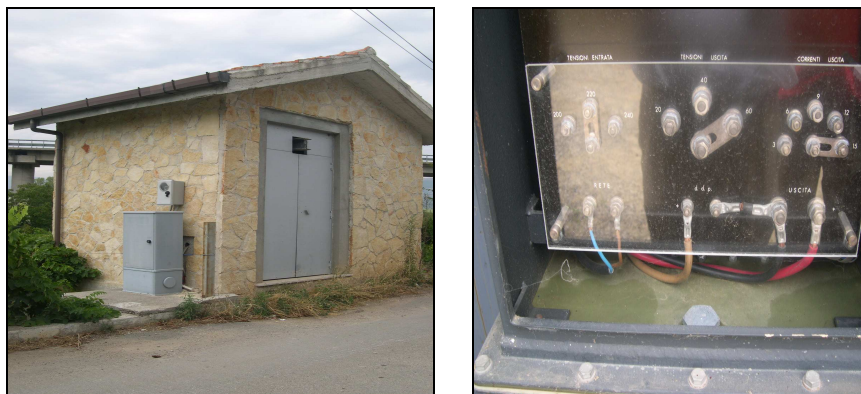


Figura A.31 Moderno alimentatore di protezione catodica (sinistra); Morsettiera per la variazione dei parametri elettrici in uscita (destra).

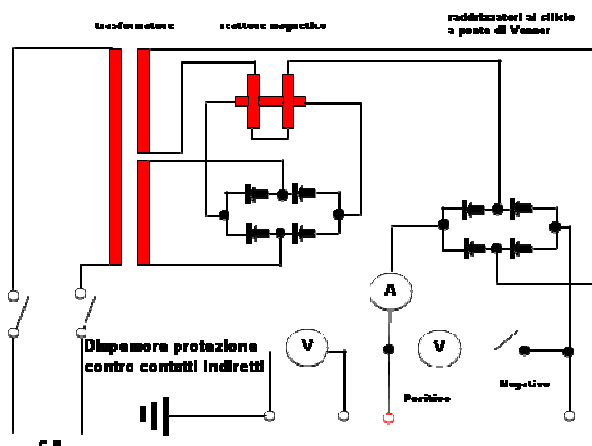


Figura A.32 Schema elettrico di un alimentatore a corrente costante

Nella fig. A.33 sono indicate la caratteristica interna e la caratteristica esterna di un reattore magnetico saturabile; il punto di funzionamento è dato dall'intersezione delle due curve.

Risulta quindi che l'alimentatore eroga una corrente praticamente costante quando il punto di funzionamento si sposta lungo il tratto verticale della caratteristica interna.

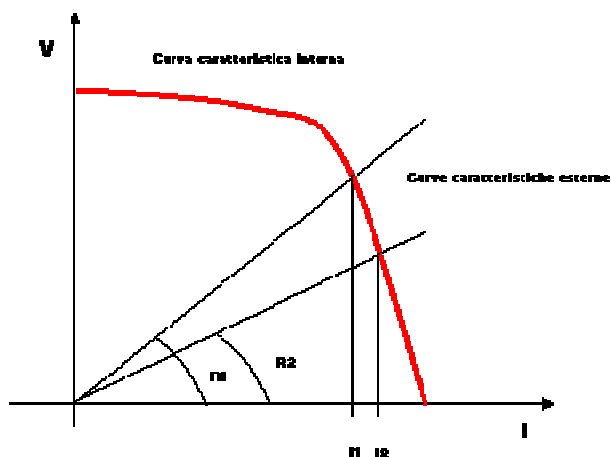


Figura A.33 Principio di funzionamento dell'alimentatore a corrente costante

Se ad esempio la resistenza del circuito esterno varia col tempo (ad esempio variazioni dell'umidità del terreno, estensione delle tubazioni protette, etc.) il punto di funzionamento può spostarsi ad es. dal punto 1 al punto 2, ma la corrente erogata resta praticamente costante.

Gli alimentatori possono essere classificati in funzione dei valori max della tensione e delle correnti continue di uscita; ad esempio 50V/2,5A; 60V/5A; 60V/10 A; 70V/15A.

Normalmente ogni alimentatore è costituito in modo da poter variare la tensione di uscita a vuoto e la corrente erogata: ad esempio con un alimentatore 60V/5A si possono avere tensioni di uscita di 20-30-45-60V e correnti variabili con salti di 0,5A a partire da 0,5 A.

Ogni alimentatore ha in genere un pannello di controllo, di manovra e di regolazione comprendente:

- un cambio di tensione di entrata per l'adattamento alla rete di distribuzione dell'energia elettrica monofase (220-380 volt);
- un cambio di tensione continua in uscita;
- una regolazione della corrente continua in uscita;
- strumenti per la misura della tensione continua in uscita, della corrente erogata e della d.d.p. tubo/terra nel punto di alimentazione;
- un interruttore automatico o un fusibile sull'entrata della corrente alternata.

Per avere un regolare funzionamento anche in condizioni particolarmente difficili è consigliabile impiegare alimentatori con il gruppo trasformatore-raddrizzatore-reattore magnetico in bagno d'olio.

Gli alimentatori installati all'aperto sono protetti da cabine in genere metalliche dotate di feritoie per l'aerazione naturale; le cabine hanno una porta con chiusura a chiave per accedere all'alimentatore ed un portello, pure con chiusura a chiave, per il vano destinato all'eventuale contatore dell'energia elettrica in corrente alternata.

É opportuno che all'interno delle cabine vi sia anche spazio sufficiente per contenere un paio di strumenti registratori. Gli alimentatori e le cabine sono <<messi a terra>> mediante uno o più picchetti di acciaio. **I dispersori di corrente** devono avere una bassa resistenza verso terra ed inoltre questa resistenza non deve aumentare eccessivamente, perché altrimenti il punto di funzionamento dell'alimentatore sale oltre il ginocchio della curva e la corrente cala notevolmente .

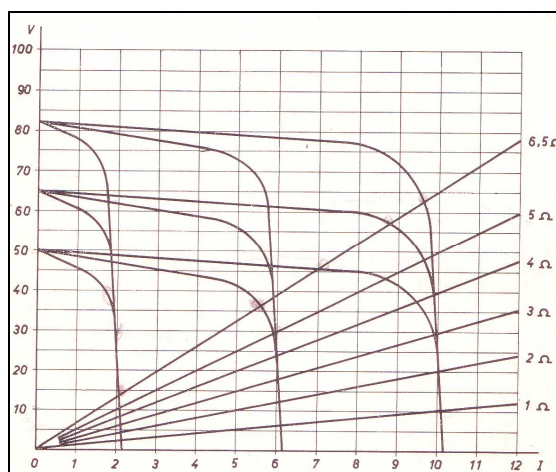


Figura A.34 Famiglia di curve che caratterizzano un alimentatore a corrente costante

La famiglia di curve che caratterizzano un alimentatore a corrente costante è quella in figura A.34, nella quale per semplicità sono previste solo tre tensioni fra quelle sotto le quali è possibile mettere l'alimentatore in erogazione.

Anche in questo caso sulle ordinate si hanno le varie tensioni cui può andare in erogazione l'alimentatore e sulle ascisse si hanno i vari valori di corrente che l'alimentatore può erogare con lo spostamento di una presa sull'avvolgimento che regola la corrente di controllo di un reattore.

Come si può osservare da questa famiglia di curve, trattasi di un alimentatore a corrente costante ed infatti, mentre la tensione può variare pressoché da zero al suo massimo valore, la corrente rimane praticamente costante per ogni valore di corrente scelto.

In altre parole, quando la resistenza di terra varia, la tensione di uscita varia considerevolmente fino a giungere al corto circuito, ma la corrente di uscita rimane praticamente costante.

Infine, su tale curva si tracciano le rette di carico in funzione dei vari valori di resistenza assunti dal circuito esterno, dalle quali si rileva che le stesse, al variare della resistenza di carico vanno sempre a cadere sul tratto di curva parallelo all'asse delle ordinate.

A.11.9.4. I dispersori

I dispersori possono essere superficiali o profondi.

Per i dispersori superficiali, trovato un terreno con resistività sufficientemente bassa (ad es. 5'000 $\Omega \cdot \text{cm}$), non conviene in genere ricercare terreni con caratteristiche migliori.

Per avere una buona distribuzione dei potenziali di protezione è consigliabile installare i dispersori superficiali ad una distanza non inferiore a 30 metri dalla tubazione da proteggere.

I dispersori sono costituiti da profilati di acciaio di recupero oppure da elettrodi di grafite o di lega ferro-silicio. I profilati di acciaio hanno un peso di 25÷30 kg/m, quando la resistività del terreno è elevata si può diminuire la resistenza verso terra dei dispersori di acciaio installandoli in un letto di posa di bentonite o di polverino di carbone.

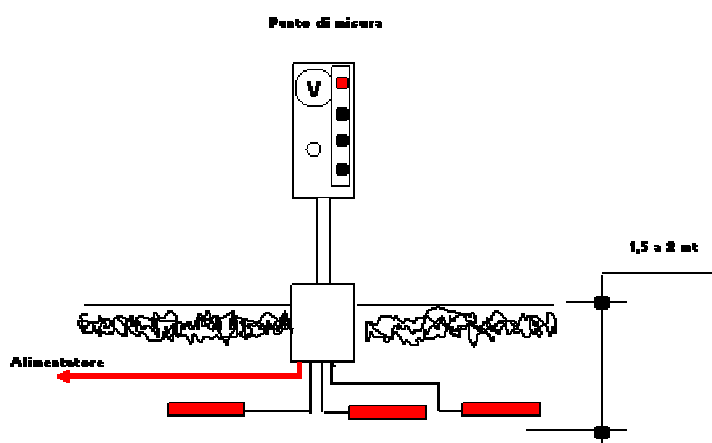


Figura A.35 Schema di un dispersore superficiale

Gli elettrodi di grafite più comuni hanno dimensioni 3"·60" e 4"·80"; gli elettrodi sono normalmente avvolti da polverino di carbone ben pressato.

Molto pratici sono gli elettrodi che vengono sistemati dai fornitori, unitamente al relativo polverino di carbone, entro un contenitore di lamiera metallica; questi elettrodi sono più protetti dagli urti, che potrebbero ricevere durante il trasporto e di più facile messa in opera.

La resistenza del dispersore verso terra diminuisce quando la distanza fra gli elettrodi aumenta, ma in genere non convengono distanze superiori ai 5 metri. Gli elettrodi di lega ferro - silicio più comuni hanno diametri 1" , 1 1/2" , 2" e 3"; possono essere installati senza letto di posa o con letto di posa analogo a quello degli elettrodi di grafite. Gli elettrodi di grafite o di ferro-silicio posati con polverino di carbone danno praticamente le stesse prestazioni, per cui questi ultimi sono preferibilmente impiegati dove non può essere usato il letto di posa (terreni paludosi, acqua dolce o di mare, etc.).

I dispersori profondi sono realizzati con barre di tondo di acciaio aventi un diametro di 60÷90 mm ed una lunghezza di 4÷5 metri.

Le barre sono collegate fra di loro in modo da formare una colonna di 20÷50 metri, che viene calata in un pozzo trivellato.

La profondità del pozzo deve essere tale che risulti tra le tubazioni da proteggere e la parte superiore del dispersore, una distanza di almeno 40 metri.

Tra le varie barre viene realizzato un collegamento elettrico con cavo di rame rivestito.

Un dispersore profondo ha un costo pari a 2÷3 volte quello di un dispersore superficiale, ma presenta i seguenti vantaggi:

- non è vincolato dalla necessità di trovare un'area posta a 30÷40 metri di distanza da tutte le condotte metalliche esistenti nella zona (condizione che molto difficilmente si può ottenere nei centri cittadini);
- di norma non sono necessarie servitù o convenzioni, con conseguente risparmio di denaro e di tempo;
- è più facile costruire l'impianto di protezione catodica nel punto più baricentrico della rete;
- vengono eliminati i forti gradienti di potenziale in superficie, evitando così sensibili interferenze con altri utenti del sottosuolo;
- la resistenza verso terra non è influenzata dalle variazioni stagionali di umidità del terreno;
- si evitano i disservizi dell'impianto dovuti ad interruzione per colpa di terzi del cavo di collegamento tra dispersore ed alimentatore.

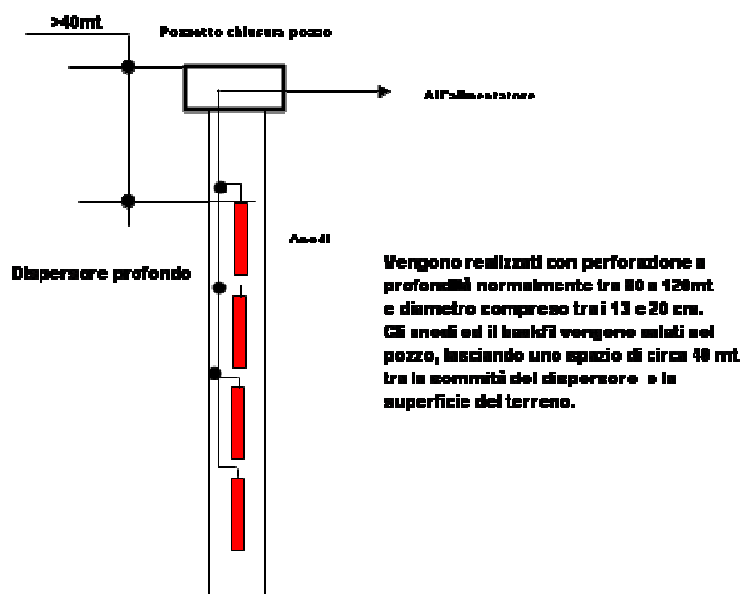


Figura A.36 Schema di un dispersore profondo

Per tutti i tipi di dispersori, una cura particolare va posta nell'isolamento del terreno delle connessioni dei cavi ai vari elementi del dispersore.

Per controllare il funzionamento delle varie parti dell'impianto si installano anche dei posti di misura entro la cabina dell'alimentatore e sul dispersore.

Al primo fanno capo i cavi che collegano l'alimentatore alle tubazioni, al dispersore ed all'elettrodo di riferimento.

Con questo elettrodo e con il voltmetro installato sul quadro dell'alimentatore è possibile misurare la differenza di potenziale tubo/terra e quindi lo stato di protezione della tubazione.

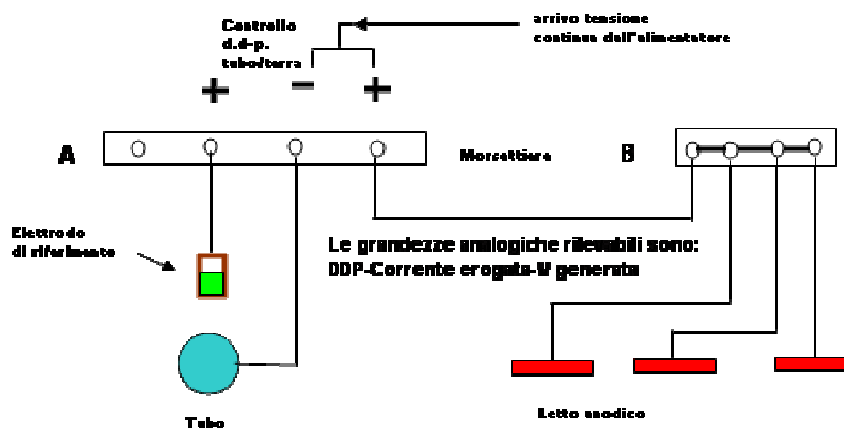


Figura A.37 Postazioni per il controllo periodico dei parametri elettrici



Foto A.38 Punti di misura lungo la tratta della condotta interrata.

L'elettrodo di riferimento può essere realizzato con un vaso poroso (ad es. di terracotta) contenente un'asta o una barra di rame ed una miscela di bentonite e solfato di rame in polvere; l'elettrodo è interrato in vicinanza della tubazione (30÷50 cm).

Il posto di misura sul dispersore è costituito da una morsettiera alla quale fanno capo i cavi provenienti dai vari elementi del dispersore e dell'alimentatore.

È buona norma proteggere i cavi che collegano l'alimentatore alla tubazione ed al dispersore con un doppio rivestimento e con tubo-guaina di acciaio (ad es. negli attraversamenti stradali) o di plastica.



Figura A.39 Vaso poroso

A.11.9.5. Dimensionamento degli impianti con alimentatore

Un impianto con uno o più alimentatori deve soddisfare varie esigenze e principalmente:

- dare alla tubazione in ogni punto ed in ogni istante un potenziale elettrico uguale ed algebricamente inferiore a quello di sicurezza;
- gli alimentatori devono essere :
 - vicini alla rete di distribuzione dell' energia elettrica monofase a bassa tensione (160, 220, 280, 380 V) per rendere minime le spese di allacciamento;
 - collegati possibilmente alle tubazioni di diametro maggiore;
 - in posizione più o meno baricentrica rispetto al sistema di tubazione, se queste non sono interessate da correnti vaganti, oppure, in caso contrario, installati in corrispondenza delle zone più anodiche;
- i dispersori devono:
 - essere sistemati in terreni a bassa resistività elettrica ed avere una grande superficie di contatto con il terreno, per diminuire i consumi dell'energia elettrica;
 - avere una distanza dalle tubazioni tanto maggiore quanto è maggiore l'estensione delle tubazioni e più basso il loro isolamento, affinché la distribuzione della corrente lungo le tubazioni sia la più uniforme possibile;
- possibilmente non provocare danni per interferenze elettriche su altre strutture metalliche interrate.

Poiché è difficile calcolare teoricamente l'andamento dei potenziali di una tubazione e prevedere le interferenze elettriche sulle altre strutture interrate, è preferibile determinare le caratteristiche di un impianto di protezione catodica (numero degli alimentatori, loro tipo, posizioni degli alimentatori e dei dispersori, etc.) ed i suoi effetti mediante una o più prove di protezione catodica.

Nella tabella A.6 sono indicate, a titolo puramente orientativo, le lunghezze e le superfici massime delle tubazioni che si possono proteggere con i più comuni tipi di alimentatori.

I dati esposti valgono in assenza di correnti vaganti e perturbazioni aventi diametro maggiore di 50 mm, una buona conduttanza elettrica longitudinale ed un buon isolamento dal terreno ($5 \cdot 10^4 \Omega \cdot m^2$).

A titolo di confronto sono indicate le lunghezze e le superfici massime delle tubazioni che si possono proteggere quando il loro isolamento è scarso ($1 \cdot 10^4 \Omega \cdot m^2$): dall'esame della tabella appare evidente la convenienza di applicare la protezione catodica a tubazioni dotate di una buona protezione passiva.

Nella stessa tabella sono riportati anche i consumi annui medi dell'energia elettrica per ogni singolo alimentatore.

		U.M.	Correnti massime erogate dell'alimentatore 2,5 A 5A 10A 15A			
Isolamento buono	Lunghezze massime	Km	7	10	15	20
	Superfici massime	m ²	15000	25000	50000	75000
Isolamento scarso	Lunghezze massime	Km	3	5	7	10
	Superfici massime	m ²	3000	5000	10000	15000
Consumo annuo medio dell'energia elettrica		kWh	200	500	2000	5000

Tabella A.6 Lunghezze e superfici massime delle tubazioni che si possono proteggere con i più comuni tipi di alimentatori

Esempi:

una tubazione Ø 150, lunga 9 km ed avente quindi una superficie di 4'570 m² ca. potrebbe essere protetta con n°1 alimentatore da 5 A, se il suo isolamento è buono, oppure con n°1 alimentatore da 15 A se il suo isolamento è scarso:

una tubazione Ø 400, lunga 30 km ed avente quindi una superficie di 40'000 m² ca. potrebbe essere protetta con n° 2 alimentatori da 10 A se il suo isolamento è buono, oppure con n°3 alimentatori da 15 A se il suo isolamento è scarso.

una tubazione Ø 80, lunga 20 km ca. ed avente quindi una superficie di 5'600 m² ca. potrebbe essere protetta con n° 2 alimentatori da 5 A, se il suo isolamento è buono, oppure con n° 5 alimentatori da 5 A se il suo isolamento è scarso.

Le posizioni degli alimentatori e dei dispersori sono definite in base ai risultati della prova che meglio ha soddisfatto, sia dal punto di vista tecnico che economico, per le esigenze esposte in precedenza.

In particolare, il dispersore definitivo sarà nella stessa posizione in cui era stato sistemato quello provvisorio durante la prova (per questo motivo è opportuno accertare, prima di fare la prova di protezione, la presenza di eventuali servitù).

L'alimentatore viene scelto in modo che la corrente da erogare non superi il 70% di quella nominale, allo scopo di poter far fronte alle eventuali maggiori richieste di corrente con una semplice regolazione dell'apparecchiatura (ad es. per estendere ad altre tubazioni la protezione catodica).

Nelle reti di distribuzione allo scopo di ridurre il pericolo delle interferenze, avere una protezione meglio distribuita ed anche per avere minori consumi totali di energia elettrica, è consigliabile frazionare la corrente di protezione in modo da disperdere in ogni punto non più di 5A.

Poiché erogando corrente i dispersori si consumano, dopo un certo tempo essi devono essere rinnovati. Il peso dei dispersori di acciaio può essere calcolato con la seguente formula:

$$P = \frac{I \cdot T \cdot 9,1}{\eta} \quad (A.6)$$

dove:

P è il peso complessivo dell'acciaio (kg);

I è la corrente massima erogata dell'alimentatore (A);

T è la durata richiesta per il dispersore (anni);

9,1 sono i chili di acciaio dissolti da 1 Ampere·anno;

η è il coefficiente di utilizzazione dell'acciaio.

Se la durata prevista è di 15 anni, la (A.6) diventa, tenuto conto dei valori di η che si riscontrano in pratica:

$$P = \frac{I \cdot 15 \cdot 9,1}{\eta} \cong 200 \cdot I \quad (A.7)$$

Come già esposto in precedenza per avere una bassa resistenza verso terra è consigliabile impiegare profilati di acciaio con un peso di 25÷30 kg/m.

Per i dispersori di grafite con letto di posa costituito da polverino di carbone il consumo dell'elettrodo è praticamente trascurabile quando la densità di corrente non supera i 10 A/m².

Per gli anodi di lega ferro-silicio si può prevedere un consumo di circa 0,1 kg/A·anno con densità di corrente di 10 A/m².

Gli impianti con alimentatori hanno i seguenti vantaggi: (1) possibilità di ottenere la protezione catodica delle tubazioni sia nel caso di terreni corrosivi che in presenza di correnti vaganti; (2) bassi consumi di energia elettrica; (3) facilità di regolazione della tensione di uscita e della corrente erogata, mediante spostamento di manopole o ponticelli; (4) semplicità di controllo e di manutenzione; (5) possibilità di essere dimensionati in modo da erogare correnti molto maggiori di quelle fornite dagli anodi galvanici.

A.11.9.6. Protezione catodica con anodi galvanici

Gli anodi galvanici, detti anche reattivi o sacrificali, sono fabbricati con materiali diversi da quelli impiegati per le strutture da proteggere; per le tubazioni di acciaio interrate sono in genere usate leghe di magnesio.

Collegando metallicamente una tubazione di acciaio ad un anodo di magnesio si forma una pila galvanica, la cui forza elettromotrice (circa 1 volt) genera una corrente che circola nel senso anodo – terreno – tubazione - cavo di collegamento – anodo.

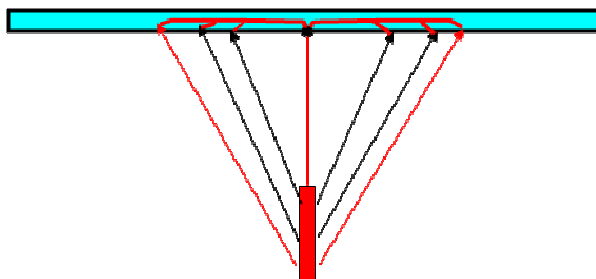


Figura A.40

Gli anodi sono installati lungo il tracciato della tubazione singolarmente o a gruppi, in genere ad una distanza dalla condotta di 4÷6 metri e ad una profondità di 1,5÷2 metri.

Sono da evitare i terreni non costantemente umidi per non avere variazioni nell'erogazione di corrente e quindi nello stato di protezione delle tubazioni.

Gli anodi sono normalmente avvolti da una miscela elettrolitica (backfill) allo scopo di rendere uniforme il loro consumo e di diminuire la loro resistenza verso terra (e di conseguenza aumentare la corrente erogata).

Per misurare il potenziale della tubazione e la corrente erogata dall'anodo è opportuno installare un posto di misura. Esso è costituito da una cassetta metallica sostenuta da un paletto di acciaio zincato; entro la cassetta è sistemata una base di materiale isolante che porta i morsetti cui fanno capo i cavi provenienti dall'anodo e dalla tubazione.

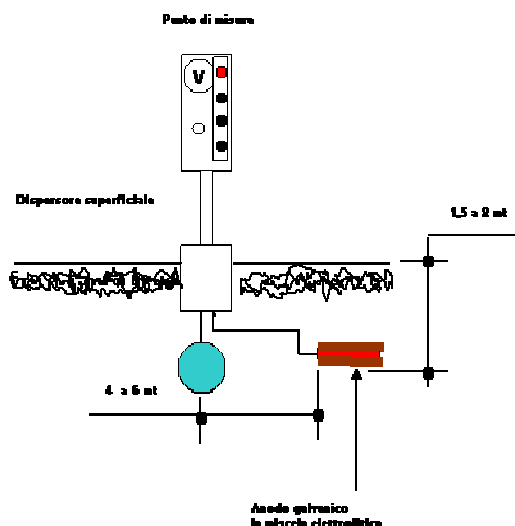


Figura A.41 Installazione di anodi galvanici

É opportuno che la cassetta e la base isolante abbiano dimensioni tali da consentire l'inserzione di elementi unificati, come ad esempio resistenze elettriche.

Per stabilire il numero, il peso e la posizione di interrimento degli anodi si può procedere nel modo seguente. Da una prova di protezione catodica si ricava la variazione media del potenziale ΔV_1 corrispondente alla corrente impiegata I_1 . Se ΔV_2 è la variazione media presumibilmente richiesta per avere in tutti i punti della tubazione un potenziale inferiore a quello di sicurezza, da una semplice proporzione si ricava la corrente totale di protezione I_p che deve essere erogata dagli anodi:

$$I_p = \frac{\Delta V_2}{\Delta V_1} I_1 \quad (\text{A.8})$$

Il peso complessivo degli anodi si ricava dalla formula :

$$P = \frac{I_p \cdot T \cdot 8760}{1200 \cdot \eta} \quad (\text{A.9})$$

dove:

P è il peso totale degli anodi di magnesio (kg);

I_p è la corrente ricavata dalla (A.8) (A);

T è la durata prevista dall'impianto (anni);

8760 sono le ore in un anno;

1200 sono gli ampere-ore necessari per consumare un kg di magnesio;

η è il coefficiente di utilizzazione del magnesio.

Per una durata di 10 anni la (A.9) diventa:

$$P \cong 100 I_p \quad (\text{A.10})$$

Affinché l'impianto abbia la durata prevista il peso dato dalla (A.10) va suddiviso fra i tipi di anodi in funzione della resistività elettrica dei terreni attraversati.

A tale scopo si può utilizzare la tabella A.7, nella quale sono indicati il peso degli anodi normalmente impiegati, la composizione della miscela elettrolitica e le correnti che presumibilmente saranno erogate dalle resistività elettriche dei terreni.

Tipo di anodo kg	Miscela elettrolitica			Resistività elettrica $\Omega \cdot \text{cm}$	Corrente erogata m·A
	Gesso crudo in polvere kg	Bentonite kg	Solfato di sodio kg		
4.5	22	6	2	5600 2700	22 45
8.5	22	6	2	1900 1500	65 85
17	34	9	2.5	1100 800	130 170
24	34	9	2.5	700 600	210 250

Tabella A.7 Il peso degli anodi normalmente impiegati, la composizione della miscela elettrolitica e le correnti che presumibilmente saranno erogate dalle resistività elettriche dei terreni.

La somma delle correnti presumibilmente erogate non deve essere inferiore alla corrente I_p data dalla (A.8). Per la misura di queste correnti è consigliabile usare un amperometro con una piccola caduta di tensione a fondo scala, ad es. 5 mV. Qualche giorno dopo la posa degli anodi si misurano i potenziali assunti dalla tubazione e le correnti erogate. Se in qualche zona lo stato di protezione è insufficiente, si installeranno altri anodi tenuti di riserva.

Se la corrente erogata da ciascun anodo (in mA) supera di 10 volte il peso dell'anodo (in kg), la sua durata sarà inferiore ai 10 anni previsti: per ridurre la corrente si può inserire una resistenza elettrica nel posto di misura. In genere quando le tubazioni da proteggere hanno una notevole lunghezza (diversi chilometri) e le resistività elettriche superano i 3'000 $\Omega \cdot \text{cm}$ gli anodi di magnesio non sono più convenienti e si ricorre, se è disponibile energia elettrica a bassa tensione, ad un impianto con uno o più alimentatori.

In presenza di correnti vaganti o in terreni non costantemente umidi gli impianti con anodi galvanici sono da evitare.

A.11.9.7. Controllo e manutenzione degli impianti di protezione catodica

Gli impianti di protezione catodica sono progettati e costruiti per funzionare a lungo senza richiedere operazioni di manutenzione o di sorveglianza particolarmente impegnative.

È tuttavia consigliabile effettuare dei controlli periodici sia per seguire nel tempo il regolare funzionamento degli impianti che per rilevare eventuali modifiche nello stato di protezione delle tubazioni (a causa di contatti con altre strutture metalliche, di ampliamenti nel sistema di tubazione, di danneggiamento dei rivestimenti, etc.).

A.11.9.8. Impianti con alimentatore

Le più frequenti irregolarità di funzionamento dell'impianto sono le seguenti: (1) se l'alimentatore non eroga corrente e la tensione dei morsetti di uscita è nulla, si devono controllare i fusibili, sostituendo quelli fuori uso e la posizione dell'interruttore automatico, che può essere scattato mettendo fuori servizio l'alimentatore; (2) se la corrente erogata è nulla e la tensione ai morsetti di uscita è aumentata, il circuito elettrico è interrotto per cui occorre controllare la continuità dei cavi ed i loro collegamenti al dispersore, alla tubazione e ai morsetti dei posti di misura; (3) se la corrente erogata e la tensione ai morsetti di uscita sono rimaste praticamente invariate ed è diminuita la differenza di potenziale tubo-terra, probabilmente è diminuito l'isolamento della tubazione (a causa di sopravvenuti contatti con altre strutture metalliche, cortocircuiti dei giunti isolanti, etc.); si dovrà

pertanto misurare di nuovo la resistenza media trasversale delle tubazioni e ricercare eventuali cause localizzate di scarso isolamento.

Se l'impianto non riprende a funzionare regolarmente dopo aver effettuato le suddette operazioni oppure se si presentano casi diversi da quelli sopra indicati, ulteriori prove devono essere eseguite da un tecnico specializzato.

Misurare ogni semestre i potenziali tubo-terra in punti prestabiliti lungo le tubazioni; nel caso che in qualche tratto non si riscontrino più le condizioni iniziali di protezione, misurare di nuovo la resistenza media trasversale delle tubazioni, ricercare eventuali cause localizzate di scarso isolamento ed effettuare, se necessario, una nuova regolazione dell'impianto.

Una volta all'anno pulire le viti di connessione dei cavi (sui posti di misura dell'alimentatore, del dispersore anodico, dei giunti isolanti, etc.), controllarne il serraggio e proteggerle con grasso inerte; verificare il livello dell'olio nel contenitore; tarare gli strumenti incorporati nell'alimentatore con strumenti campione; confrontare i valori dei potenziali tubo-terra riferito all'elettrodo fisso con quelli riferiti ad un elettrodo posto in superficie e tener conto di eventuali differenze; controllare l'efficienza dei giunti isolanti;

Al termine della durata prevista per il dispersore, provvedere al suo completo rinnovo.

A.11.9.9. Impianti con anodi galvanici

Una volta all'anno misurare, in punti prestabiliti lungo le tubazioni, i potenziali tubo-terra e le correnti erogate dagli anodi e riportare i valori ottenuti in una tabella unitamente all'indicazione del giorno della misura; nel caso che in qualche tratto non si riscontrino più le condizioni iniziali di protezione, misurare di nuovo la resistenza media trasversale delle tubazioni, ricercare eventuali cause localizzate di scarso isolamento ed installare, se necessario, qualche altro anodo nei punti in cui il potenziale tubo-terra non è più quello di sicurezza.

Al termine della durata prevista per gli anodi (in genere 10 anni) provvedere alla loro sostituzione.

A.12. Il fenomeno della corrosione sotto l'aspetto elettrico

Si descrive in questo paragrafo, con maggiore dettaglio, cosa avviene effettivamente tra il terreno e le tubazioni che in esso vengono posizionate, sotto il profilo specificamente elettrico.

Precedentemente è stato trattato il problema in tutta la sua interezza evidenziando procedure, cambiamenti ambientali, soglie parametriche di natura chimica ed elettrica per poi raggiungere condizioni di immunità; tutto al fine di eliminare il danno con conseguente spreco e pericolo per la vita dell'uomo, che evidenzia come una certa quantità di acqua si perde per causa della perforazione delle tubazioni dovuta alla corrosione, invece di essere tutta veicolata verso il cittadino utente.

Come si è detto precedentemente, una tubazione o una qualunque struttura metallica immersa in un mezzo, sia esso liquido o solido per una delle cause in altre parti citate, determina una cella di corrosione, cioè una parte della tubazione diventa più elettropositiva di un'altra.

Ne consegue, in breve, che parte della stessa tubazione diventa catodo (meno elettropositiva).

Come si è detto il fenomeno della corrosione, qualunque ne sia la causa, consiste nell'abbandono di ioni positivi da parte della zona anodica che migrano verso la zona catodica.

In altre parole nella condotta o nella struttura dove si manifestano due zone aventi differenti potenziali di equilibrio, ne risulta una forza elettromotrice equivalente alla somma algebrica dei due potenziali la quale determina lo scorrere di una corrente nel circuito formato dal metallo della condotta e del mezzo nel quale è immersa (elettrolita).

Il circuito equivalente della cella di corrosione è rappresentato dalla figura A.42, dove E_1 è il potenziale della zona anodica ed E_2 è quello della zona catodica, R_1 è il valore della resistenza di terra della tubazione della zona anodica da attribuirsi al mezzo nel quale ha origine la cella E_1 , ed R_2 il valore della resistenza di terra della tubazione della zona catodica da attribuirsi al mezzo nel quale ha origine la cella E_2 ; I_1 è la corrente di corrosione che scorre nel circuito.

Poiché anche il metallo della condotta ha una resistenza che chiameremo R_3 , è chiaro che la semplice relazione che lega queste grandezze è la (A.11):

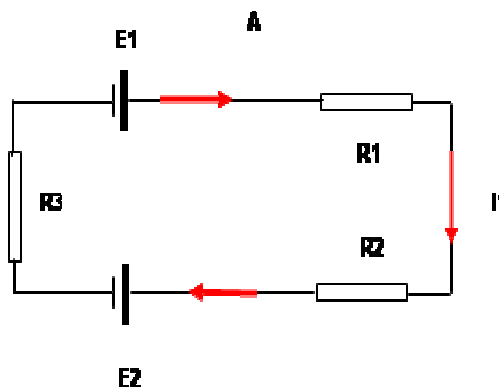


Figura A.42 Circuito equivalente della cella di corrosione

$$I_1 = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{E_1 - E_2} \quad (\text{A.11})$$

Se ora intendiamo proteggere catodicamente la condotta, si realizza, come è noto la situazione in figura A.43 nella quale è rappresentata la condotta C, l'anodo detto sacrificale A, ed E_3 un generatore di corrente continua. Il circuito equivalente diventa quello della figura A.45.

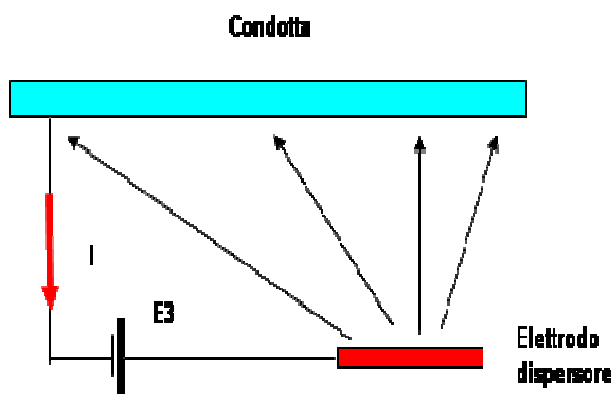


Figura A.43 Schema di protezione catodica di una condotta

Premesso che, onde non si abbia corrosione, deve aversi:

$$E_1 - E_2 = 0 \quad (\text{A.12})$$

Ne deriva che, con l'applicazione della protezione, dalla (A.11) deve aversi:

$$E_1 - E_2 = I_1 \cdot R_1 + R_2 \cdot (I_1 + I_2) \quad (\text{A.13})$$

Nella (A.13) si trascura la resistenza R_3 della condotta che generalmente è molto piccola rispetto a R_1 e R_2 . Si potrà quindi scrivere :

$$I_1 = \frac{E_1 - (E_2 + R_2 + I^2)}{R_1 + R_2} \quad (\text{A.14})$$

Ora affinché sia $I_1=0$ (che equivale a dire $E_1 - E_2 = 0$, come abbiamo già visto) dovrà essere:

$$E_2 + R_2 \cdot I_2 = E_1 \quad (\text{A.15})$$

Dovremmo cioè inviare una corrente impressa di valore ricavato nella (A.16):

$$I_2 = \frac{E_1 - E_2}{R_2} \quad (\text{A.16})$$

Dall'esame di questa eguaglianza risulta in definitiva che le grandezze che definiscono lo stato di protezione sono: I_2 che è la corrente da imprimere alla condotta che dovrà essere erogata dall'alimentatore o generatore; $(E_1 - E_2)$ che è la differenza di potenziale che determina lo scorrere della corrente di corrosione; R_2 che è costituita dalla resistenza di terra dell'elettrodo dispersore A (anodo) e della condotta C (catodo) di fig. A.43 e che, in parte, rappresenta anche la resistenza del metallo della condotta R_3 che si interpone fra le due zone E_1 ed E_2 .

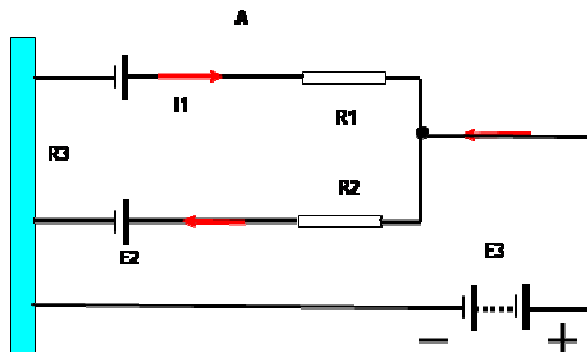


Figura A.45 Circuito equivalente della fig. A.43

Bibliografia

- ANDIS, (1960). *Corso di aggiornamento sulla corrosione delle condotte d'acqua*, Napoli.
- Applegate, L.M. (1960). *Cathodic protection*, Mac Graw Hill Book Company, New York.
- Arpais, M. (1970). *La corrosività dei terreni*, Milano, novembre-dicembre.
- Bianchi, G. & Mazza, F. (1968). *Fondamenti di corrosione e protezione dei metalli*, Tamburini Editore, Milano.
- CSFCE, *Manuale della corrosione*.
- Eberie, N. *Controllo della corrosione su tubazioni metalliche interrate*.
- Fitzgerald, J.H. (1968). *Corrosion as a Primary Cause of Cast-Iron Main breaks*, AWWA, Aug.
- Morgan, J.H. (1960). *Cathodic protection*, Mac Millan Company, New York.
- Nace Techninal Committee Report. (1958). *Corrosion*, dicembre.
- Poirier, G. (1962). *Precis de Protection Cathodique appliquée aux canalisations en acier*, S.T.E.C.T.A., Paris.
- Santagata (1971). *Protezione passiva ed attiva di oleodotti, sealines, pontili e dighe*, Rivista del colore, febbraio.